

Ecole Mohammadia d'Ingénieurs

2016-2017

Projet de Fin d'Etude

Département Génie Civil

Option : Bâtiments, ponts et chaussées

ZOUHEIR Hamza

MOUNIM Alaa

Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des bâtiments contreventés par des portiques en béton armé

Projet réalisé au sein de BET NOVEC

Rabat/Salé

Du 06/02/2017 au 06/06/2017

Soutenance prévue le samedi 10 juin 2017 devant le jury composé de :

Président du jury	:	Pr. T. CHERRADI
Encadrant(s) à l'EMI	:	Pr. N.MEKAOUI
		Pr. J.EL BRAHMI
		Pr. A.BOUYAHYAOUI
Encadrant à l'organisme	:	Ing. A.KHNAIJAR

Dédicaces

A mes chers parents

Vous avez consenti d'immenses efforts pour mon bonheur et mon succès, Aucun mot ne saurait exprimer le dévouement, le respect et l'amour que j'ai pour vous.

Puisse Dieu vous prêter santé et longue vie afin que je puisse vous combler à mon tour.

A ma famille

A mes amis

A toutes les personnes qui me sont chères

Remerciements

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre gratitude à nos encadrants internes de l'Ecole Mohammadia d'Ingénieurs, Mr. **MEKAOUI Nabil**, Mme. **EL BRAHMI Jamila** et Mr. **BOUYAHYAOUI Azzedine**, qui n'ont ménagé ni temps ni efforts pour nous conseiller et nous guider au fur et à mesure de l'avancement de notre projet de fin d'étude.

Nous sommes particulièrement reconnaissants envers Mr. **KHNAIJAR Ahmed** qui nous a fait l'honneur de nous encadrer et de suivre notre travail. Nous sommes très reconnaissants de ses inestimables directives.

Nos remerciements s'adressent également à Mr. **CHERRADI Taoufik** qui nous a honoré par sa présidence de jury.

A ces remerciements, nous souhaitons associer tous les enseignants de l'Ecole Mohammadia d'ingénieurs et tous nos amis qui n'ont pas hésité à nous aider pendant la réalisation de notre projet

Liste des acronymes et notations

- **P** : Les ondes longitudinales.
- **S** : Les ondes de cisaillement.
- **G** : Module de cisaillement dynamique.
- **E** : Module d'élasticité dynamique.
- **ν** : Coefficient de poisson.
- **ρ** : Densité du sol.
- ξ : Pourcentage d'amortissement.
- **g** : Accélération de la pesanteur.
- H : Epaisseur de la couche de sol.
- **I** : Moment d'inertie.
- **A:** Aire de la fondation superficielle carrés.
- $\beta_{x,\Phi,z}$**:** coefficient de forme.
- a_0 **:** paramètre sans dimensions dépend de la fréquence.
- K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos.
- **Kh** : Raideur horizontal.
- K_v : Raideur vertical.
- K_Φ : Raideur de basculement.
- K_θ : Raideur de rotation.
- **Vs** : La vitesse des ondes S de cisaillement.
- γ : Déformation de cisaillement (distorsion).
- **τ** : Contrainte de cisaillement.
- **ISS:** Interaction-sol-structure.
- **RPS2011:** Code parasismique Marocain.
- **AFPS :** Association Française du génie parasismique.
- Δ : Déplacement.

Résumé

La modélisation de la liaison entre le système de fondation d'une structure et son site local d'implantation, influence considérablement sur la réponse sismique de la structure étudiée. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'interaction sol-structure dans les zones sismiques où la déformation du sol peut modifier radicalement la réponse dynamique de la structure d'un bâtiment.

Ce phénomène d'interaction sol-structure peut décrire la transmission des mouvements sismiques et les effets qui se produisent au niveau de l'interface du contact sol/structure, de sorte que, dans l'analyse de la réponse dynamique, on doit inclure les propriétés de la structure et également les caractéristiques du sol, et donc, l'interaction sol structure peut contribuer à amplifier ou à diminuer la réponse dynamique des éléments de la structure.

Ainsi, La présente étude a été effectuée en vue d'établir une comparaison entre le comportement dynamique des structures en béton armé dont la base est considérée comme déformable et celles dont la base est fixe au sol. En premier lieu, on a étudié des portiques simples 2D, (4 cas) puis on a fait une étude d'une structure tridimensionnelle. Cette comparaison a eu lieu entre les réponses en termes de périodes propres de la structure, de déplacements et de l'effort tranchant développé à la base des structures afin de mettre en évidence l'importance de la prise en compte de ce phénomène au stade de la conception du projet pour différents types de sol

Abstract

The modeling of the bond between the foundation system of a structure and its local site of implantation influences considerably the seismic response of the structure studied.Thus, it is important to consider the soil-structure interaction in the seismic areas where the dynamic response of the soil can significantly change the response of buildings structures.

This phenomena of the soil-structure interaction can describe the transmission of the seismic motion and the effects that occur in the plane of the contact soil-structure, so that in the analysis of dynamic response , we should include the structure properties and also the underlying soil. Therefore, The soil-structure interaction can serve to amplify or reduce the dynamic response of the structure.

So, the present study is consisted to compare the dynamic behavior of the Reinforced concrete structures with flexible base to that of a fixed base .In the first place, we will take an interest in planar frame (4 cases), and then we apply this phenomenon to a tridimensional structure. This comparison took place between the responses in terms of proper periods of the structure, displacements and the shear stress developed at the base of the structures In order to highlight the importance of taking this phenomenon into account at the design stage of the project for different types of soil.

ملخص

تؤثر نمذجة العلاقة بين النظام الأساس للهيكل وموقع بناءه المحلي، بشكل كبير على السلوك الزلزالي للهيكل المدروس. وبالتالي، فمن المهم النظر في التفاعل بين التربة والهيكل في المناطق الزلزالية حيث الاستجابة الديناميكية للتربة يمكن أن تغير بشكل كبير استجابة هياكل المباني.

هذه الظاهرة التفاعل بين التربة والهيكل يمكن أن تصف انتقال الحركة الزلزالية والآثار التي تحدث على مستوى التقاء الهيكل و التربة ، بحيث في تحليل الاستجابة الديناميكية، ينبغي أن تشمل خصائص الهيكل وأيضا التربة لذلك، فان التفاعل بين المبنى و التربة يساهم في تضخيم أو تقليل الاستجابة الديناميكية للهيكل

وهكذا، قد أجريت هذه الدراسة من أجل إقامة مقارنة بين السلوك الديناميكي لهياكل من الخرسانة المسلحة بعين الاعتبار التاثير المزدوج بين المنشاة و التربة من اجل معرفة مدى تاثر الاستجابة الزلزالية بطبيعة و نوعية ارضية المنشاة . لدلك فإننا سوف نلقي نظرة على بعض الهياكل المستوية (اربع حالات)، ثم سوف يطبق هذا على بنية ثلاثية الابعاد. وقد أجريت هذه المقارنة بين الإجابات من حيث الادوار الطبيعية للهيكل والتشوه والقص على مستوى قاعدة الهياكل من أجل تسليط الضوء على أهمية مراعاة هذه الظاهرة في مرحلة تصميم المشروع لأنواع مختلفة من التربة

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

La résolution de tout problème de mécanique nécessite une bonne connaissance de ses conditions aux limites. Il est facile d'imaginer, qu'une structure élancée de type poteau encastrée à une extrémité, se comporte de manière totalement différente qu'un poteau dont l'encastrement est remplacé par une rotule avec ressort. Ses fréquences propres s'en trouvent réduites alors que ses déplacements peuvent être amplifiés. Le même raisonnement peut être effectué sur un immeuble reposant sur une fondation. Donc, la connaissance de la fondation et du sol sous-jacent est essentielle pour bien déterminer le comportement réel de la structure.

Parallèlement, nous pouvons montrer que la présence de la structure influence elle aussi le comportement du sol, c'est-à-dire le comportement qu'il aurait en champ libre (absence de la structure). En effet, prenons par exemple deux structures, l'une encastrée dans un solide rocher, l'autre reposant sur un sol plus souple. La structure encastrée dans le rocher ne va pas influencer le champ libre. Le sol étant très rigide, le fait d'y ajouter une structure ne change rien à son comportement. La masse de la structure ne change rien non plus puisque les efforts d'inerties engendrés par la structure sur la roche rigide n'ont pas d'effet sur celui-ci. Par contre, pour la structure reposant sur le sol souple, trois phénomènes vont intervenir : le fait d'excaver et d'inclure une fondation rigide va modifier le champ libre. Lé fait d'inclure la masse de la structure va induire des efforts d'inerties supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol. Ainsi, une influence existe bien du sol sur la structure que de la structure sur le sol. C'est les problèmes d'interactions entre le sol et la structure.

En revanche ce phénomène noté généralement ISS, est souvent négligé par les ingénieurs malgré son influence sur l'analyse du comportement et le dimensionnement des bâtiments. En effet, la répartition des efforts dans les membrures peut être différente suite à une analyse qui tient compte de l'interaction sol-structure ce qui affecte sur la sécurité du bâtiment. De plus, l'utilisation normale 'sans ISS' peut être affectée par des problèmes de fissurations causées par les tassements différentiels.

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence dans la prise en compte du phénomène d'interaction sol-structure sur la réponse sismique d'un bâtiment en béton armé

Le travail de ce projet de fin d'étude est présenté en neuf chapitres :

- ✓ Le premier chapitre de cette étude est un rappel des phénomènes sismiques et de la sismicité au Maroc, il comprend quelques séismes historiques au Maroc et des généralités sur les séismes pour mieux comprendre le phénomène;.
- ✓ Dans le deuxième chapitre, on présente le comportement des sols sous un chargement dynamique ainsi que l'influence de la nature des sols sur le

mouvement sismique et la loi de comportement des sols sous chargement cyclique.

- ✓ Le troisième chapitre a pour objet de déterminer les caractéristiques dynamiques du sol par les différents essais in-situ et dans le laboratoire.
- ✓ L'interaction sol-structure fait l'objet du quatrième chapitre; dans ce chapitre on montre l'importance de l'interaction sol-structure, la formulation, la modélisation d'un problème d'interaction et les méthodes de prise en compte de ce problème.
- ✓ Le cinquième chapitre présente les méthodes les plus utilisées pour la le calcul des raideurs et d'amortissements des ressorts qui modélisent le sol.
- ✓ Le sixième et le septième présentent la modélisation et l'analyse numérique des structures en portiques en béton armé, l'étude comporte un calcul dynamique en utilisant le code de calcul ETABS qui nous permet de déterminer les périodes, les déplacements en tête des portiques et l'effort tranchant à la base des structures.
- ✓ Le huitième chapitre sera consacré à l'interaction sol-pieu qui consiste à modéliser les fondations profondes par des appuis élastiques dont le calcul des raideurs sera effectué à l'aide de la du fasciule 62 titre V et l'Eurocode 8 afin de comparer les résultats obtenus.
- ✓ Le neuvième chapitre, on va traiter un cas particulier de la liquéfaction dont on va parler d'une manière générale de la méthode vérification du risque de la liquéfaction.
- ✓ Enfin le travail se termine par une étude de cas sur une structure tridimensionnelle.

Chapitre I : Sismicité au Maroc

I. Introduction:

La situation géographique du Maroc, aux frontières de la plaque africaine, fait que plusieurs régions de notre pays peuvent être qualifiées comme des zones sismiquement actives. Le Maroc est soumis à une activité sismique appréciable à cause de sa situation dans un domaine de collision continentale, due à l'interaction entre les plaques tectoniques africaine et eurasienne.

Le Maroc a connu durant son histoire des tremblements de terre destructeurs dont on cite en particulier :

- ✓ L'effet du séisme de Lisbonne en 1775, tristement célèbre par les désastres qu'il a causés, notamment le raz de marrée qu'il a induit et qui a provoqué des inondations sur une zone large de 3 Km le long de nos côtes atlantiques ;
- ✓ Le séisme d'Agadir du 29 Février 1960 de magnitude 5.75 à 6 sur l'échelle de Richter et d'intensité X sur l'échelle de Mercalli modifié et qui a provoqué la destruction de 70% des constructions et la mort de plus de 12 000 personnes ;
- ✓ Le séisme d'Al Hoceima du 26 Mai 1994 de magnitude 5.4 à 5.6 qui a causé la mort de deux personnes, de quelques têtes de bétail et la destruction des habitations surtout dans le milieu rural (Idsouliyine, Tafensa, Tanda Ifrane, Jbel Boubrhel, Arbal et Roudani) ;
- ✓ le violent séisme d'Al Hoceima du 25 Février 2004 de magnitude 6,5 sur l'échelle de Richter, et qui a fait état d'au moins 564 morts et plus de 400 blessés..

II. Généralités sur les séismes

1. C'est quoi un séisme :

Le tremblement de terre correspond à une vibration du sol provoqué par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelé manteau.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ce mouvement du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

2. Terminologie sismique :

2.1.Foyer et épicentre :

Les ondes sismiques semblent provenir d'une région déterminée appelée foyer ou hypocentre du séisme. Le point de la surface du sol situé à la verticale du foyer est son épicentre. La distance entre ce point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérogramme est appelée distance épicentrale.

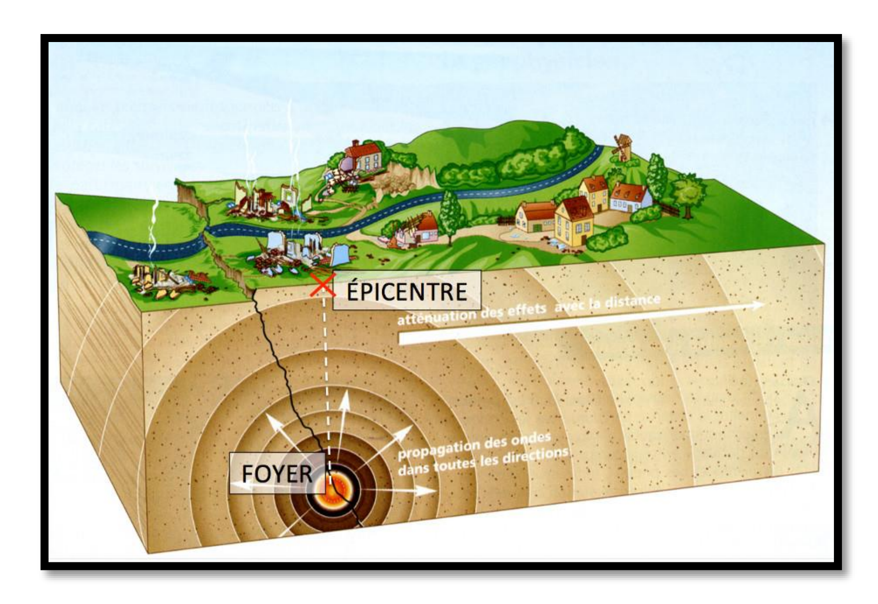


Figure 1: position du foyer, l'épicentre et la faille

La détermination de ces positions est un problème complexe et donne des résultats plus au moins précis car la libération de l'énergie n'est pas un évènement ni ponctuel, ni instantané.

2.2.Sismographe et sismogramme :

Le sismographe est l'appareil qui mesure le mouvement du sol et l'enregistre sur un support visuel. Le tracé de ce mouvement s'appelle un sismogramme.

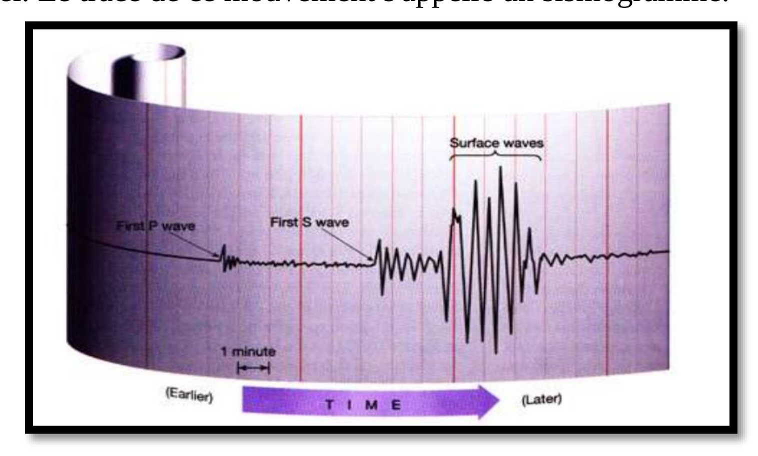


Figure 2: sismographe

3. Les caractéristiques des séismes :

Le séisme est caractérisé par :

3.1.Son intensité :

Elle mesure les effets et dommages du séisme en un lieu donné. Ce n'est pas une mesure objective, mais une appréciation de la manière dont le séisme se traduit en surface. On utilise habituellement l'échelle MSK, qui comporte douze degrés.

Degré	Secousse	Effets du tremblement de terre sur		
		personnes	bâtiments	nature
I	imperceptible	non ressenti		
II	rarement perceptible	ressenti sporadiquement (étages supérieurs)		
III	faible	ressenti par quelques personnes au repos dans leur habitation	léger balancement des objets suspendus ou des lustres	
IV	largement observée	ressenti dans les maisons ; quelques dormeurs éveillés	vibration des portes, fenêtres et assiettes	
V	forte	ressenti par quelques personnes à l'extérieur réveil général des dormeurs	constructions agitées d'un tremblement général	
VI	dégâts légers	ressenti par tous, grande frayeur	chute des objets de petite taille: fissuration des plâtres et chute de débris	crevasses isolées dans terrain humide
VII	dégâts	la plupart des personnes sont effrayées et se précipitent dehors	mobilier renversé : chute générale des objets	glissement de terrain isolé sur des versants raides
VIII	dégâts importants	frayeur et panique	les constructions subissent des dommages importants avec des effondrements partiels	changement des sources glissement de talus
IX	destructions	panique	beaucoup de bâtiments s'effondrent selon la qualité de la construction	crevasses dans terrain : beaucoup de glissements
X	très destructive	panique générale	beaucoup de constructions s'effondrent quelle que soit la qualité	rallais tordus, glissement de terrain sur versants
XI	dévastatrice		la plupart des constructions s'effondrent	modifications du sol : tsunami
XII	catastrophique		pratiquement toutes les structures au-dessus et au dessous du sol sont fortement endommagées ou détruites	bouleversement de la topographie : tsunami

Tableau 1: les intensités selon l'échelle de MSK

Différentes échelles d’intensité ont été définies, qui classent les effets sismiques suivant leur importance croissante, à l’aide de descriptions conventionnelles :

- ✓L’échelle macrosismique internationale d’intensité, et l’échelle Mercalli.
- ✓L’échelle macrosismique MSK.
- ✓L’échelle MM (Mercalli Modifiée) utilisée aux États-Unis.
- ✓L’échelle Japonaise JMA (Japan Météorologique Agency).
- ✓L’échelle macrosismique Européenne EMS.

3.2.Sa magnitude :

Elle traduit l’énergie libérée par le séisme. Elle est généralement mesurée par l’échelle ouverte de Richter.

Magnitude	Effets engendrés
9	Destruction totale à l’épicentre, et possible sur plusieurs milliers de km
8	Dégâts majeurs à l’épicentre et sur plusieurs centaines de km
7	Importants dégâts à l’épicentre, secousse ressentie à plusieurs centaines de km
6	Dégâts à l’épicentre dont l’ampleur dépend de la qualité des constructions
5	Tremblement fortement ressenti, dommages mineurs près de l’épicentre
4	Secousse sensible, mais pas de dégâts
3	Seuil à partir duquel la secousse devient sensible pour la plupart des gens
2	Secousse ressentie uniquement par des gens au repos
1	Secousse imperceptible

Tableau 2: les magnitudes selon l’échelle de Richter

Remarque : Relation entre intensité et magnitude

Il n’y a pas de relation directe entre l’intensité et la magnitude. Les deux grandeurs sont difficilement comparables. Un séisme de forte magnitude avec un foyer profond et dans une région peu peuplée sera peu destructeur et donc sera qualifié de faible intensité. Au contraire, un séisme superficiel, même de magnitude moindre pourra être très destructeur et donc caractérisé par une grande intensité

3.3.La fréquence et la durée des vibrations :

Ces deux paramètres ont une incidence fondamentale sur les effets en surface.

3.4.L'accélérogramme:

L'accélérogramme représente l'évolution en fonction du temps de l'accélération du sol.

3.5.Le spectre de réponse:

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.les spectres caractérisent les séismes beaucoup plus clairement que les accélérogrammes.
L'utilisation d'un spectre de réponse s'effectue différemment selon qu'il s'agit d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération. La définition de l'action sismique par un spectre de réponse est une méthode particulièrement adapté pour :

- synthétiser par une enveloppe couvrante tout le domaine des fréquences les efforts de plusieurs accélérogammes aux contenus très différents ;
- Prendre en compte la nature du terrain situé sous la construction ;
- Tenir compte de l'intensité probable du séisme, du niveau de protection recherché et ceci en fonction de l'importance du bâtiment étudié, ce qui revient à caler le spectre au niveau de l'action sismique.

3.6.Aléa sismique :

L'aléa est la manifestation d'un phénomène naturel d'occurrence et d'intensité donnée. Appliquée à la sismicité, l'analyse de l'aléa étudie l'occurrence des tremblements de terre et les accélérations ou mouvements du sol qui en découlent.

3.7.Le risque sismique :

C'est la conséquence de l'aléa sismique dont les effets peuvent mettre en jeu un grand nombre de personnes et occasionner des dégâts importants.

4. Propagation des ondes sismiques :

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement de sol (rupture) le long d'une faille active, à partir du foyer.

Les vibrations lors d'un séisme se propagent dans toutes les directions. On distingue deux types d'ondes, les ondes de volume qui traversent la Terre et les ondes de surface qui se propagent à sa surface. Sur les enregistrements des sismographes, elles se succèdent ou se superposent. Leur vitesse de propagation et leur amplitude sont modifiées par les structures géologiques qu'elles traversent, c'est pourquoi, les signaux enregistrés sont la combinaison d'effets liés à la source, aux milieux traversés et aux instruments de mesure.

4.1. Ondes de volume:

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieure de la terre sous deux formes:

4.1.1. Ondes primaires ou ondes longitudinales (P):

Ce type d'ondes fait osciller les ouvrages d'avant en arrière dans la même direction que leur propagation, elles induisent donc, un mouvement vertical dans les ouvrages. Ce mouvement sera d'autant plus important que l'ouvrage se trouve à proximité de l'épicentre ; Elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse de 6 à 8*km/s* et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées).

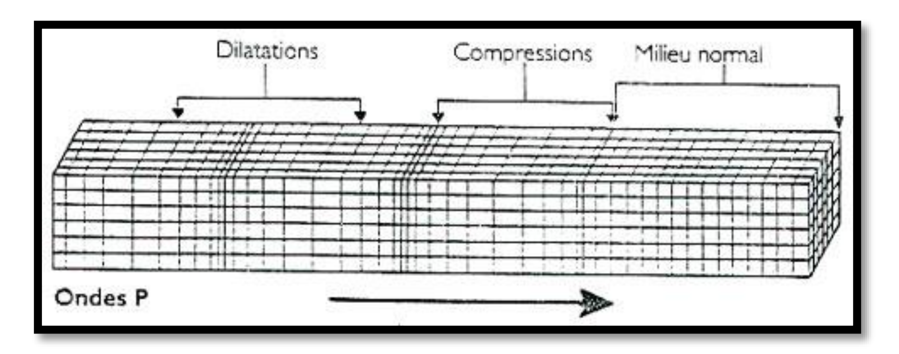


Figure 3: Onde de compression (P)

4.1.2. Onde secondaire ou ondes de cisaillements (S):

Elles se propagent dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5*km/s* et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume. C'est bien ce type d'ondes qui produit un mouvement horizontal dans les ouvrages. On peut calculer la vitesse de propagation de ces ondes à partir des caractéristiques du sol:

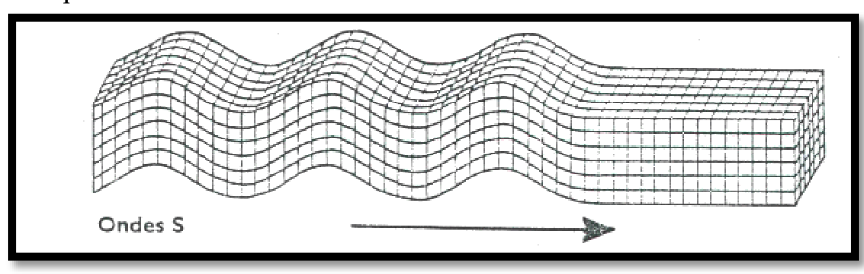


Figure 4: Onde de cisaillement (S)

4.2.Ondes de surface

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre donnant naissance à des ondes de surface de deux types:

4.2.1. Ondes de Rayleigh(R)

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans le sens rétrograde. Ce mouvement entraîne des compressions ou des tractions, ainsi que des cisaillements dans le sol.

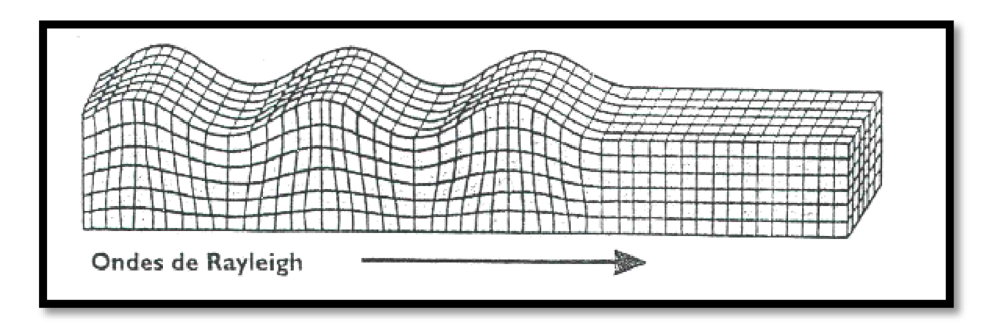


Figure 5: Onde de Rayleigh (R)

4.2.2. Ondes de Love (L)

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface et perpendiculairement à la propagation. Leur mouvement n'engendre que des contraintes de cisaillement.

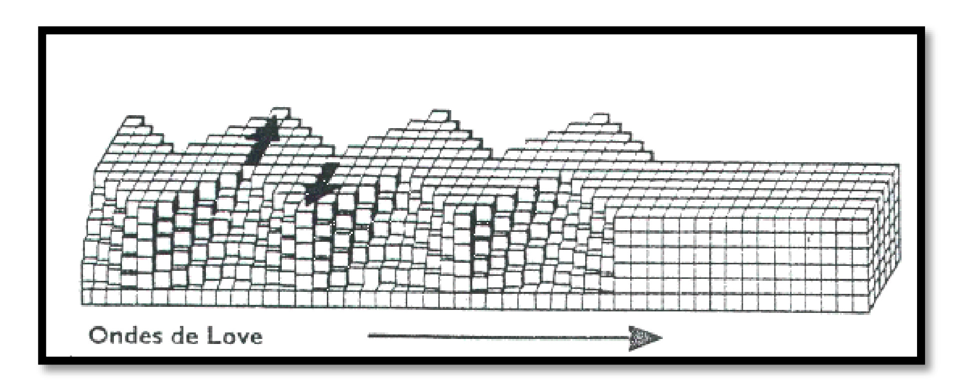


Figure 6: Ondes de Love (L)

Les ondes de cisaillement (S) et (L) sont plus dangereuses pour les constructions que les ondes (P).

III. Zonage sismique:

- [Pour simplifier le calcul des charges sismiques et uniformiser les exigences de dimensionnement des structures à travers de grandes régions du pays, le RPS 2011 utilise l'approche des zones. Il s'agit de diviser le pays en plusieurs zones de sismicité homogène et présentant approximativement le même niveau d'aléa sismique pour une probabilité d'apparition donnée.
- Dans chaque zone, les paramètres définissant l'aléa sismique, tels que l'accélération ou la vitesse maximale horizontale du sol, sont considérées constantes.
- Pour identifier adéquatement le caractère particulier d'un séisme en un endroit donné le règlement adopte un zonage séparé pour les paramètres A_{max} et V_{max} .exprimées respectivement en fraction de 1g et 1 m/s.
- Chacune des deux cartes de zonage sismiques adoptées par le RPS 2011 comporte actuellement cinq zones (0 à 4) reliées à l'accélération horizontale maximale du sol A_{max} (Z_a = 0 ; 1 ; 2 ; 3 ; 4) et à la vitesse horizontale maximale du sol V_{max} .(Z_v = 0 ; 1 ; 2 ; 3 ;4), pour une probabilité d'apparition de 10% en 50 ans , ce qui correspond à une période de retour de 475. Cette probabilité est considérée raisonnable, car elle correspond à des séismes modérés, susceptibles de se produire plusieurs fois dans la durée de vie d'une structure. Les deux cartes des zonages sismiques relatives à A_{max} et à V_{max} sont présentes respectivement dans les figure 7 et 8 respectivement.

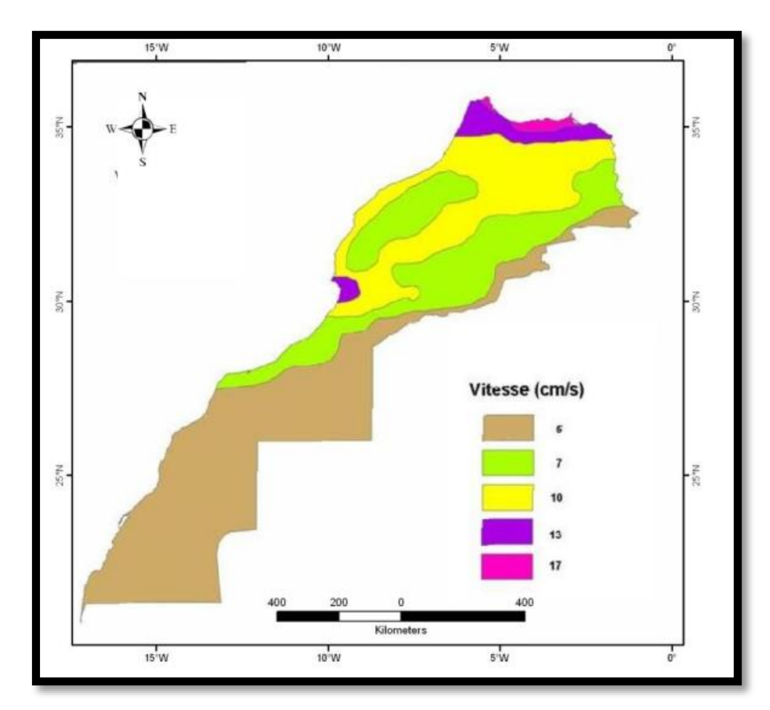


Figure 7: Zonage sismique en vitesse pour des probabilités de 10% en 50 ans Maroc 2011 (vitesse cm/s)

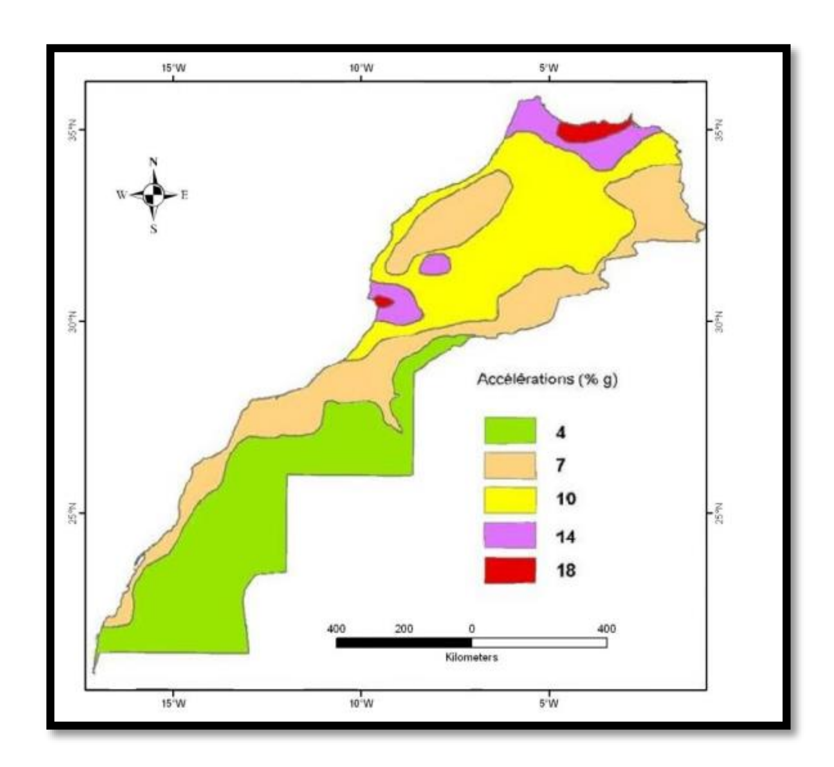


Figure 8: Zonage sismique en accélération pour des probabilités de 10% en 50 ans Maroc 2011 (accélération %g)

Chapitre II : Phénomène de liquéfaction

I. Explication du phénomène :

Les sables fins saturés en eau peuvent être le siège d'un phénomène encore plus spécifique au contexte sismique : **la liquéfaction des sols**. L'explication du phénomène est la suivante :
La résistance au cisaillement d'un sol est donnée par la relation :

$$\boldsymbol{\tau = c + (\sigma - u) \times \tan(\varphi)}$$

Avec :
$\boldsymbol{c}$: Cohésion du sol.
$\boldsymbol{u}$: Pression interstitielle dans le sol.
$\boldsymbol{\varphi}$: L'angle du frottement interne du sol.

Lorsqu'un séisme frappe une région, il donne lieu à des vibrations qui vibrent le sol, ces vibrations réarrangent les grains du sol entre eux. L'eau emprisonnée entre les grains veut sortir suite à ce réarrangement, mais comme la durée du séisme est faible, cette eau ne trouve pas le temps nécessaire pour s'échapper, ce qui conduira à l'augmentation de la pression interstitielle.

Il s'agit d'un phénomène géologique qui se produit pour un sol pulvérulent saturé (sables et limons et argiles sensibles) quand une perte soudaine de force et de rigidité est vécue, entraînant parfois des grands déplacements permanents du sol et permettant ainsi l'enfoncement des objets lourds situés en surface :

Ce phénomène se produit pendant le mouvement sismique et engendre :

- la diminution de la rigidité du sol,
- et/ou la diminution de sa résistance au cisaillement, due à l'augmentation de la pression de l'eau interstitielle,
- des déformations permanentes significatives (tassements, glissements),
- voire une quasi-annulation des contraintes effectives (étalements).

Comme exemple de sol liquéfiable on trouve les sables fins et les limons, peu compacts et saturés, où les surpressions interstitielles engendrées par les sollicitations sismiques peuvent conduire à la perte de consistance du sol, phénomène appelé liquéfaction. Des glissements de terrain, des enfoncements et des renversements d'immeubles en sont les conséquences visibles

II. Justification à la liquéfaction

L'approche utilisée pour l'évaluation de potentiel de liquéfaction d'un sol est celle proposée par Seed et Idriss on suivant les étapes suivantes :

1. Identification de couches potentiellement liquéfiables

Les paramètres déterminant la liquéfaction des sols sont :

- La granulométrie.
- La forme des grains.
- Le poids volumique du sol en place.
- La contrainte effective, due essentiellement au poids propre du sol.

Selon le RPS 2011, les sols susceptibles à la liquéfaction sont :

- Les sables et les limons :
  - Un degré de saturation $S_r \approx 100\%$
  - Une granulométrie caractérisée par:

    Un coefficient d'uniformité $C_u < 15$.
    Un diamètre $0.05mm < D_{50} < 1.5mm$.

- Les sols argileux fins :
  - Un diamètre $D_{50} > 0.005m$
  - Une limite de liquidité $LL < 35\%$.
  - Une teneur en eau naturelle $W_n > 0.9LL$.
  - Un indice de liquidité <0.75.
- Les sols sableux dont la courbe granulométrique s'inscrit dans le fuseau des sols liquéfiables.

La classification des sols peut se faire par des méthodes géophysiques ou des méthodes géotechniques :

1.1. Méthodes géophysiques :

La classification dans ce cas nécessite la connaissance de la vitesse des ondes de cisaillement V_s. La vitesse V_s est calculée à l'aide d'un essai qui consiste à assimiler l'onde séismique traversant un sol donné par un coup de marteau, en fait, on mesure le temps durant lequel l'onde traverse une distance x et on calcule la vitesse par l'expression :

$$V_S = \frac{x}{t}$$

1.2.Méthodes géotechniques :

La classification dans ce cas nécessite la connaissance de l'un des paramètres suivant :

- La résistance à la pénétration standard N60 calculée à l'aide de l'essai SPT :
- La résistance du sol non drainé au cisaillement Su déterminée par l'essai triaxial

Lorsque l'un de ces paramètres est calculé, la classification se fait alors à l'aide du tableau suivant :

CLASSIFICATION DES SITES				
CLASSE DES SITES	**TYPE DE SOL**	**Résistance à la Pénétration Standard N_{60}**	**Résistance du sol non drainé au cisaillement Su** (Kpa)	**Vitesse des ondes de cisaillement Vs** (m/s)
S1 Sol rocheux	Rocher sain à moins de 3 m des fondations			Vs ≥ 760
S2 Sol ferme	Rocher altéré; sols cohérents très raides, sols pulvérulents très denses, marnes ou argiles très consolidés	Ns ≥ 50	Su ≥ 100	760> Vs ≥360
S3 Sol meuble	Sables et graviers moyennement compacts, argile moyennement raides	50> Ns ≥15	100> Su ≥50	360> Vs ≥180
S4 Sol mou	Sols pulvérulents lâches	15> Ns	50> Su	180> Vs
	Tout Sol de profondeur de plus de 3 m ayant Teneur en eau W> 40% ; Indice de plasticité PI > 20		25> Su	150> Vs
S5 sol spécial	Sols à conditions exceptionnelles nécessitant une étude appropriée de leurs caractéristiques : **1.** Les argiles ayant un PI > 75 et plus de 8 m d'épaisseur ; **2.** Les argiles raides de molles à moyennes dont l'épaisseur est supérieure à 30 m ; **3.** Les sols susceptibles d'être liquéfiables ; **4.** Les sols susceptibles d'affaissement sous des sollicitations sismiques ; **5.** Les sols avec grande teneur en matière organique sur une épaisseur de plus de 3 mètres.	Nécessite des études géotechniques		

Tableau 3: Classification des sites (selon RPS2011)

2. Calcul du coefficient de sécurité contre la liquéfaction du site :

Le coefficient de sécurité est calculé par la formule suivante :

$$Fs = \left(\frac{\mathrm{CRR}}{CSR}\right)$$

Avec **:**

CSR : Ratio de résistance cyclique

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}}$$

Où :

τ_{av} : Contrainte de cisaillement moyenne.

σ'_{v0} : Contrainte effective à une profondeur donnée.

CRR : Rapport de résistance cyclique.

2.1.Evaluation de la contrainte de cisaillement moyenne :

Il est possible d'utiliser la méthode simplifié de Seed - Driss, 1971 pour la détermination de la contrainte de cisaillement maximale :

$$(\tau_{max})_r = \frac{\sigma_{v0}}{g} \times a_{max}$$

Avec :

$(\tau_{max})_r$ *:* Contrainte de cisaillement maximale due au séisme à cette profondeur ;

σ_{v0} : Contrainte verticale totale à la profondeur considérée;

a_{max} : Accélération maximale du sol en surface;

g : Accélération de la pesanteur.

Or en réalité la contrainte de cisaillement maximale sera inférieure à celle calculée par l'équation ci-dessus si on prend en considération la flexibilité du sol.

$$(\tau_{max})_d = r_d \times (\tau_{max})_r$$

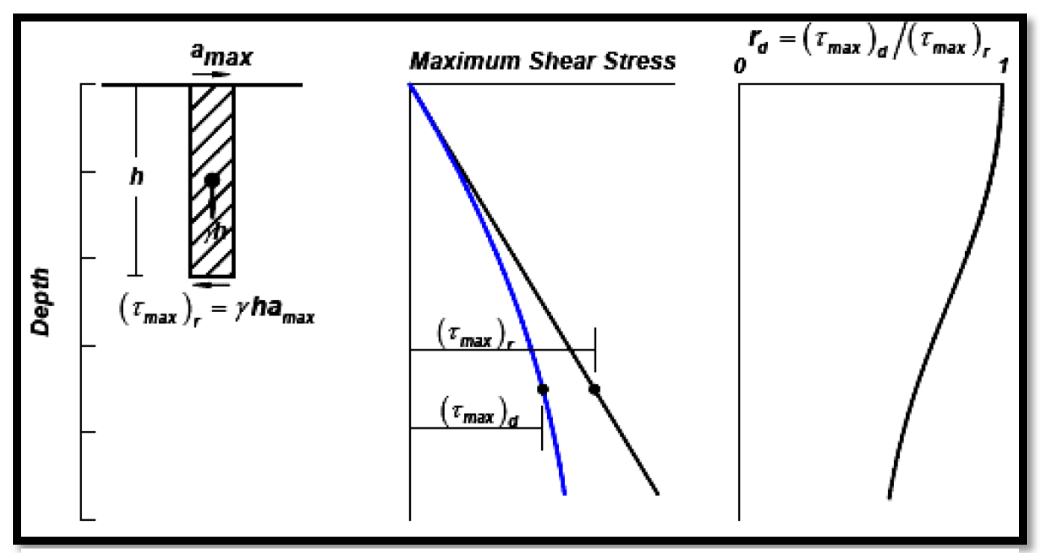


Figure 9: procédure de la détermination de la contrainte maximale de cisaillement

Où r_d est un coefficient réducteur de contrainte de cisaillement, ce coefficient égale 1 en surface et décroit avec la profondeur.

Seed & Driss ont fourni une formule approximative qui exprime la variation de r_d :

$$r_d = 1 - 0.00765z \qquad \text{Pour} \quad z \leq 9.15\ m$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \qquad \text{Pour} \quad 9.15m \leq z \leq 23m$$

Or l'équation trouvée est pour les sollicitations sismiques d'amplitude constante, donc on doit nécessairement convertir le diagramme $\tau(t)$ en un diagramme « équivalent » pour N cycles. Cependant après avoir effectué plusieurs exemples, ils ont trouvé avec un degré de sécurité raisonnable la contrainte de cisaillement moyenne équivalente est environ de 65% de la contrainte de cisaillement maximale

$$\tau_{av} = 0.65 \times (\tau_{max})_d$$

2.2.Evaluation du rapport de résistance cyclique :

La meilleure approche pour estimer le rapport de résistance sismique CRR est d'extraire des spécimens de sol afin de les faire tester dans le laboratoire. Cependant, une telle approche se heurte au problème de représentativité de l'échantillon par rapport à l'état initial du matériau en place, soit pour son état de contrainte initiale qui est difficilement atteint au laboratoire, soit parce que l'échantillon est assez remanié par les techniques de forage et d'échantillonnage, pour que les résultats de l'expérimentation soient significatifs.

En utilisant, exclusivement, quelques techniques spécialisées de prélèvement telles que la congélation du sol, on peut tirer des spécimens assez représentables pour les essais au

laboratoire. Hors, le coût abusif de telle technique a limité son application dans les projets de grande importance.

Pour éviter tout problème associé au prélèvement et aux essais de laboratoire, des essais en place sont devenus, de plus en plus, l'état de pratique d'une investigation courante de la liquéfaction. Outre le SPT (Standard Pénétration Test), on peut citer le CPT (Cône Pénétration Test) et l'essai géophysique en onde Vs (vitesse d'onde de cisaillement).et le tableau suivant explose les avantages et les inconvénients de ces différents essais :

Particularité	**Type d'essais**		
	SPT	**CPT**	**Vs**
Mesures effectuées auparavant dans les sites de liquéfaction	nombreux	nombreux	nombreux
Type de comportement contrainte-déformation qui influence sur l'essai	Partiellement drainé, grande déformation	Drainé, grande déformation	Petite déformation
Qualité du control et de répétitivité	Médiocre à bonne	Très bonne	Bonne
Détection de la variabilité des dépôts de sol.	Bonne pour les essais étroitement espacés	Très bonne	Assez bonne
Types de sol dans lesquels l'essai et recommandés	Non graveleux	Non. Graveleux	Tous les types
Échantillon de sol récupéré	oui	Non	non

Tableau 4 : Avantages et inconvénients des différents essais d'estimation en place de la résistance à la liquéfaction

3. Evaluation de CRR par l'essai de Pénétration au carottier (SPT) :

❖ ***Méthode graphique de Seed:***

$$CRR = CRR_{7.5} \times MSF$$

Avec :

MSF : Facteurs d'échelle d'ampleur MSF

Tenant compte de la magnitude du séisme et donné par le diagramme suivant :

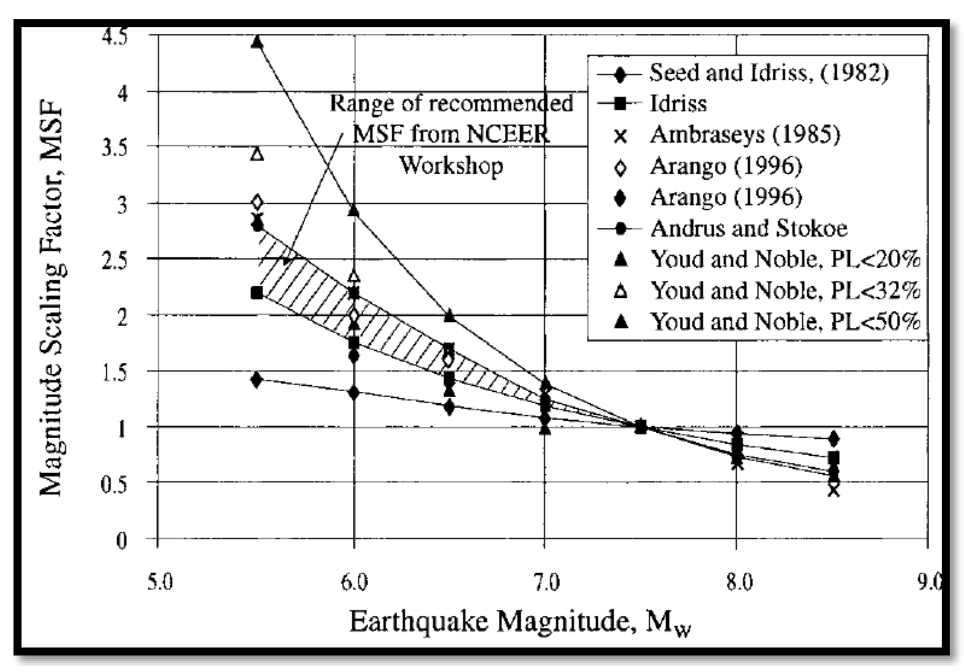


Figure 10: Les corrections apportées au coeffcient MSF par des différents investigateurs

Les essais d'évaluation de la résistance à la liquéfaction basés sur les résultats du SPT ont été assez robustes pendant des années. Ces essais sont introduits en grande partie dans le diagramme de Seed par les couples (N1)60- CRR représenté dans la figure suivante :

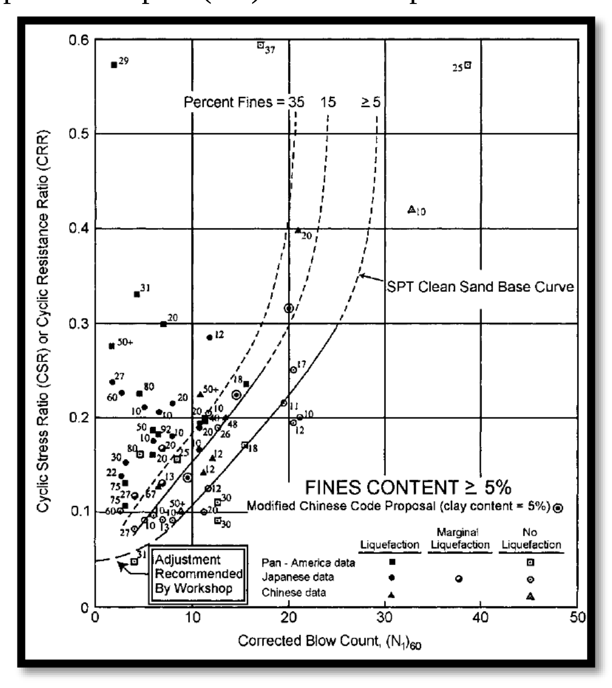


Figure 11: Le rapport de résistance cyclique en fonction de nombre de coups corrigé et de la teneur en fine

A L'université du Texas A. F. Rauch (communication personnelle, 1998) a approché la courbe de base du sable propre indiqué dans la figure par l'équation suivante :

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34-(N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{(10\times(N_1)_{60}+45)^2} - \frac{1}{200}$$ Valable pour $(N_1)_{60} < 30$

Ils existent plusieurs paramètres influant la valeur du nombre N de coups SPT :

- La structure du matériau
- Son degré de surconsolidation
- Sa densité relative et la contrainte verticale effective qu'il supporte

Une correction approximative de l'influence des fines sur le CRR doit être faite. Ces équations ont été développées par I.M. 1driss avec l'assistance de R.B. Seed pour corriger $(N_1)_{60}$ à une valeur équivalente $(N_1)_{60}$ du sable propre en tenant compte de la teneur en fine :

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta \times (N_1)_{60}$$

α et β sont déterminés à partir des relations suivantes :

$\alpha = 0$ Et $\beta = 1$ pour $FC \leq 5\%$

$\alpha = \exp(1.76 - \frac{190}{FC^2})$ et $\beta = 0.99 + FC^{1.5}$ pour $5\% \leq FC \leq 35\%$

$\alpha = 5$ Et $\beta = 1.2$ pour $FC \geq 35\%$

Outre que la teneur en fines, plusieurs facteurs influencent les résultats du SPT, le tableau suivant ainsi que l'équation introduit les corrections suivantes:

$$(N_1)_{60} = N_m \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S$$

***N_m* :** résistance à la pénétration mesurée.
***C_N*:** facteur de correction qui normalise N_m à une contrainte de confinement de100 KPa.
***C_E* :** correction pour l'énergie du marteau.
***C_B* :** facteur correcteur du diamètre du trou de sondage.
***C_R* :** facteur de correction sur la longueur de la tige du forage.
***C_S* :** correction sur la procédure de prélèvement.
Ou facteur correcteur sur la tarière (avec ou sans cale)

Facteur	Variables de l'équipement	Terme	Correction
Pression de confinement	-	C_N	Paragraphe suivante
Pression de confinement	-	C_N	$C_N \leq 1.7$
Rapport d'énergie	Marteau avec tore	C_E	0.5-1.0
Rapport d'énergie	Marteau sécurisé	C_E	0.7-1.2
Rapport d'énergie	Marteau avec tore automoteur	C_E	0.8-1.3
Diamètre du trou de sondage	65-115 mm	C_S	1.0
Diamètre du trou de sondage	150 mm	C_S	1.05

Diamètre du trou de sondage	200 mm	C_S	1.15
Longueur de la tige	<3m	C_R	0.75
Longueur de la tige	3-4m	C_R	0.8
Longueur de la tige	4-6m	C_R	0.85
Longueur de la tige	6-10m	C_R	0.95
Longueur de la tige	10-30m	C_R	1.0
Méthode d'échantillonnage	Echantillonnage standard	C_S	1.0
Méthode d'échantillonnage	Echantillonnage sans liners	C_S	1.1-1.3

Tableau 5: Corrections sur le SPT (modifiées par skemptin 1986) comme présentées par Robertson et Wride (1998)

Comme la résistance à la pénétration (SPT) augmente en augmentant la pression de confinement, un facteur de correction de pression est appliqué (Seed et Idriss 1982). Ce facteur est généralement calculé par l'équation:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5}$$

C_N ne doit pas excéder la valeur de 1.7, Kayen et al (1992) ont suggéré l'équation suivante, qui limite la valeur maximale de C_N à 1.7, et selon leur opinion elle fournit une meilleure conformité à la courbe spécifiée par Seed et Idriss (1982) :

$$C_N = 2.2/(1.2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a})$$

Avec :

σ'_{v0}: Contrainte effective pour une

P_a: Pression atmosphérique (100Kpa)

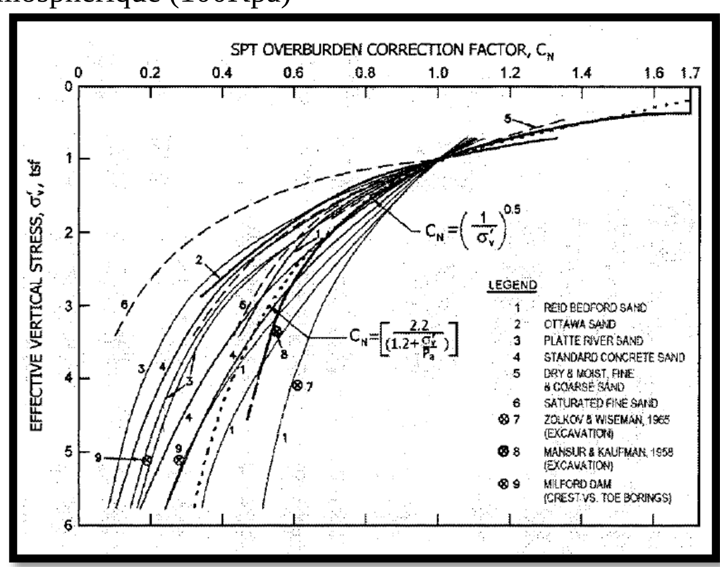


Figure 12: Facteur correcteur CN de la contrainte effective en fonction du nombre de coups N-SPT

Chapitre III : Comportement des sols sous chargement cyclique

I. Introduction

La loi de comportement est un moyen indispensable dans l'étude des problèmes d'interaction sol structure, c'est un modèle théorique décrivant le comportement du sol et permettant de relier le tenseur de déformation $\underline{\varepsilon}$ au tenseur de contrainte $\underline{\sigma}$.
La modélisation du sol nécessite le choix judicieux d'une loi de comportement réaliste, approchant mieux le comportement du milieu .Le choix du modèle approprié dans l'analyse de l'interaction sol-structure n'est pas unique et dépends de plusieurs facteurs :

- ✓ Type de sol
- ✓ Etat de sol
- ✓ type de la structure en contact avec le sol
- ✓ nature des charges transmises

Le modèle ainsi déterminé permet d'évaluer le comportement du sol soumis à des chemins de contraintes quelconques, tels que ceux suivis in-situ lors d'un séisme. Le modèle doit être formulé en contraintes effectives puisque le comportement du sol est régi par ces contraintes.

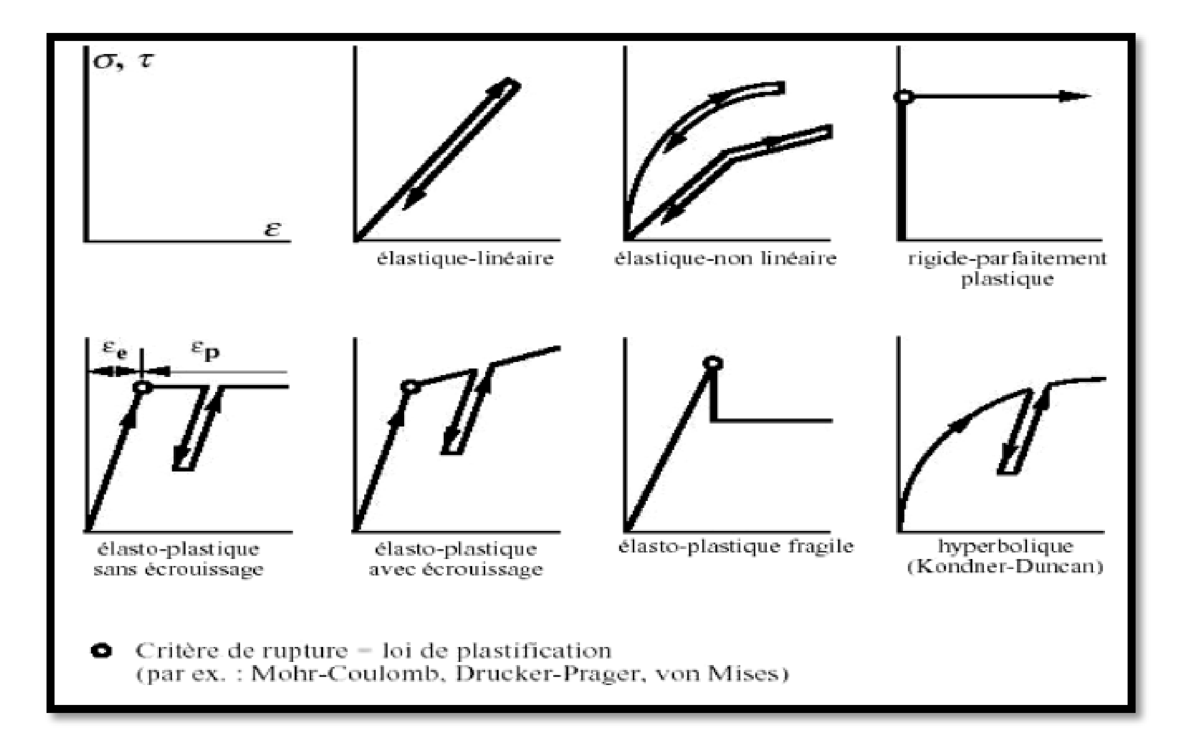


Figure 13: Lois de comportement

II. Chargement monotone

On doit tout d'abord rappeler le comportement des sols sous chargement quasi-statique monotone pour mieux comprendre son comportement chargement dynamique.
Les courbes efforts déformation obtenues à l'appareil triaxial pour trois chemins de contraintes différents:

- Compression isotrope;
- Essai à déformation latérale nulle;
- Essai triaxial classique à contrainte radiale (ou pression de confinement) constante.

L'examen des résultats expérimentaux montre que:

- Il existe un domaine de faible déformation pour lequel la relation entre la contrainte appliquée et la déformation associée est linéaire.
- Au-delà d'un certain seuil de contrainte et quel que soit le chemin de contrainte suivi, la relation effort- déformation n'est plus une droite. Le comportement du sol cesse d'être linéaire. Il faut noter que le non linéarité n'exclurait pas à priori l'hypothèse d'un comportement élastique qui se traduirait par un trajet de décharge identique à celui de la charge.
- Si à partir d'une contrainte suffisamment élevée on effectue une décharge de l'échantillon, le trajet suivi lors de la décharge n'est plus identique au trajet suivi lors de la charge. Il y apparition d'une déformation résiduelle.
- Pour certains trajets de chargement la déformation devient très importante pour une valeur finie de la contrainte appliquée. Le sol atteint un état de rupture.

Sous chargement quasi-statique monotone le comportement du sol est donc caractérisé par un domaine d'élasticité (domaine à l'intérieur duquel les déformations restent élastiques)

III. Chargement cyclique

1. Le comportement du sol sous chargement cyclique :

Le substratum, plan horizontal, se comporte comme une table vibrante dont le mouvement en surface doit coïncider avec le mouvement sismique donné. Etant situé en profondeur, son mouvement est très différent de celui en surface du sol (en champ libre) et n'est pas connu *a priori*.

En réalité, Les contraintes obtenues de l'essai triaxial de compression ne simulent pas parfaitement la condition du chargement :

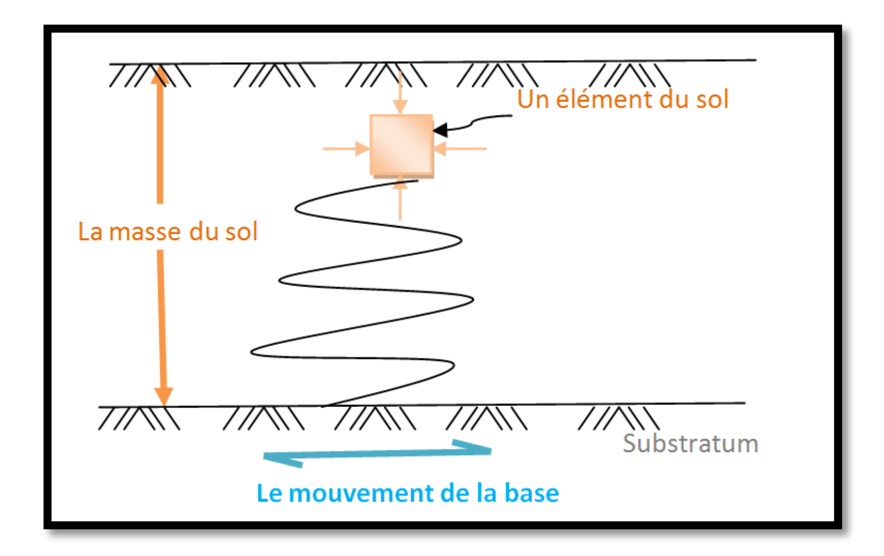


Figure 14: Transmission des ondes du cisaillement dans une couche du sol depuis le susbtratum

Il est d'usage dans les calculs de réponse dynamique d'un profil de sol, ou dans les problèmes d'interaction sol-structure, de considérer que le mouvement sismique a pour origine une onde de cisaillement se propageant verticalement depuis le substratum. Dans ces conditions, on prend un élément de sol initialement soumis au poids des terres au-dessus :

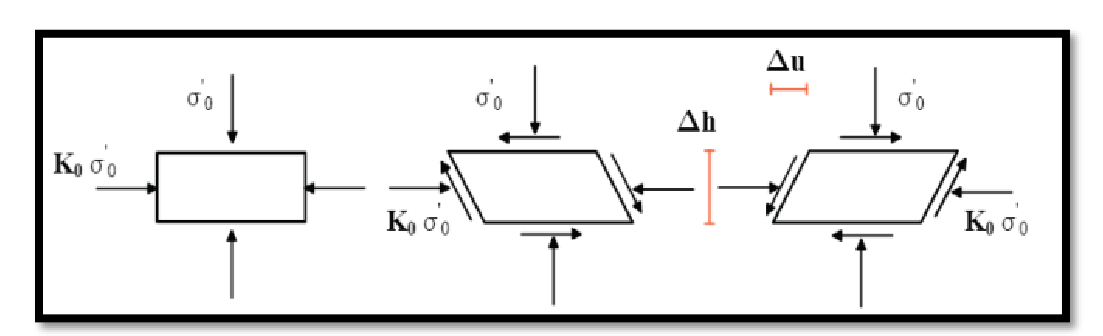


Figure 15: Séquence de chargement idéalisée

Initialement, dans le cas d'un profil de sol horizontal, l'élément est en équilibre sous les contraintes verticales effectives $\sigma_0{}'$ et horizontales effectives $K_0\ \sigma_0{}'$, où K_0 est le coefficient de restitution ou coefficient des terres au repos.
Lorsque ce coefficient n'est pas déterminé expérimentalement, on peut considérer les formules suivantes :

- ❖ Dans un milieu élastique qui aurait été chargé verticalement sans déformation latérale : $\boldsymbol{K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}}$

Tel que ν est le coefficient de poisson du milieu.

- Dans un terrain argileux, normalement consolidé, on peut appliquer la formule de JAKY : $\boldsymbol{K_0 = 1 - sin(\varphi)}$

Le passage de l'onde de cisaillement se traduit par l'application sur les faces horizontales de l'élément de sol, et donc sur les faces verticales pour maintenir les conditions d'équilibre, d'une contrainte de cisaillement $\tau(t)$, sous l'effet de cette contrainte, l'échantillon subit une déformation de cisaillement simple, qui pour un matériau à comportement élastique, se traduirait par une variation de volume nulle. La déformation de cisaillement, appelée distorsion, est définie par :

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial Z} = \frac{\Delta u}{\Delta h}$$

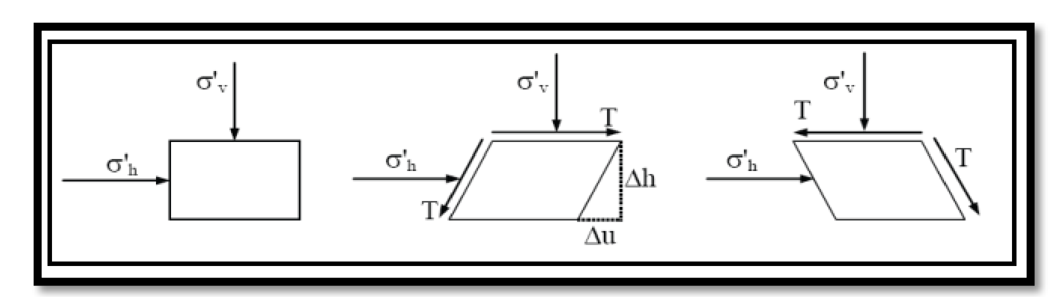


Figure 16: Séquence de chargement idéalisée

L'enregistrement d'un courbe effort – déformation $\tau = f(\gamma)$ montre que pour un cycle fermé (figure 17) le comportement du sol, est caractérisé par une boucle appelée boucle d'hystérésis, dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude de la déformation au cours du cycle.

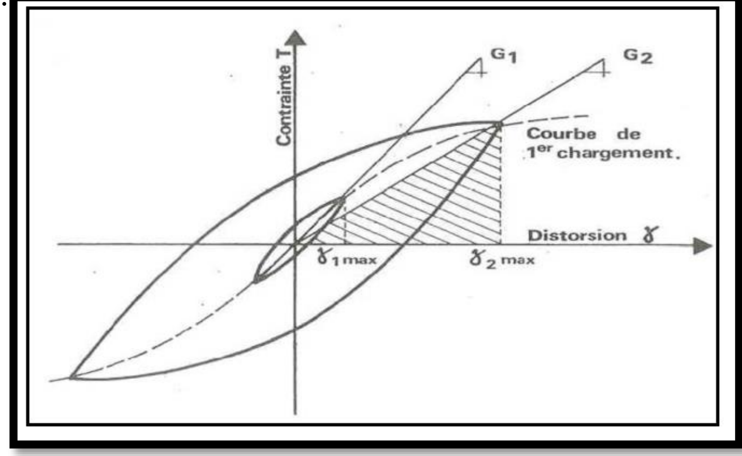


Figure 17: Courbe effort déformation cyclique

Il est commode et classique de définir cette boucle à l'aide de deux paramètres:

- ✓ La pente de la droite joignant les deux extrémités de la boucle est le **module sécant:** G_s

- ✓ L'aire de la boucle est l'énergie dissipée qui caractérise le coefficient d'**amortissement** du milieu.
- ✓ La partie hachurée désigne l'énergie dissipée si le comportement est élastique

Dés que le chargement cyclique n'est pas fermé, le comportement devient plus complexe à décrire. Un exemple en est donné sur la figure 14, Jusqu'en *B*, le trajet suivi est identique à celui de la figure 13 (courbe de premier chargement puis courbe de décharge). Au point *B*, tel que $\sigma_b < \sigma_a$, le signe du chargement est de nouveau inversé; le trajet suivi est donné par la courbe *BC* puis éventuellement par *CE* si le chargement change à nouveau de signe en *C*. Si au contraire, le chargement est poursuivi au-delà de *C*, le trajet est représenté par *CA* puis au-delà suit de nouveau la courbe du premier chargement.

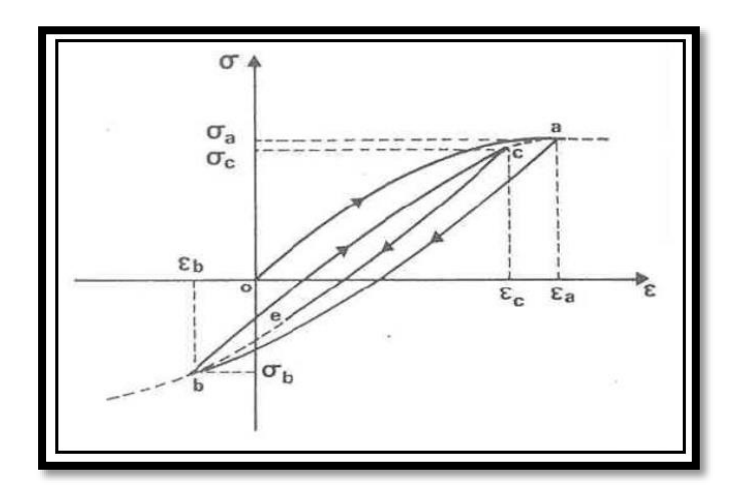


Figure 18: chargement cyclique quelconque

La courbe représentée dans la figure est centrée, en réalité elle a la forme suivante :

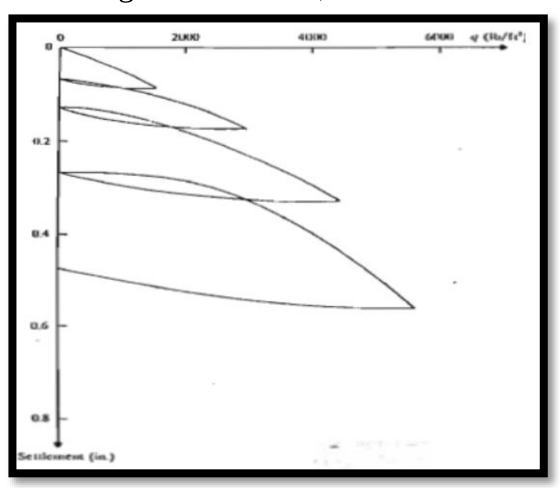


Figure 19: Chargement cyclique non centré à l'origine

2. Les domaines de comportement

Le sol étant constitué d'un squelette granulaire, les déformations d'un échantillon peuvent provenir à la fois d'une déformation des grains et de leur réarrangement. Il peut se comporter de façon très différente : tantôt comme un corps élastique, tantôt comme un matériau élasto-plastique ou plastique parfait. Plusieurs critères sont proposés pour évaluer le comportement des sols définis à partir du type de charge, du domaine de déformation. En particulier les déformations de cisaillement susceptible de se développer lors d'un séisme. Le tableau 6 illustre les différents domaines de comportement ainsi que la description des modèles mathématiques qui peuvent être utilisés dans l'analyse numérique.

Déformation en cisaillement γ	**Inférieur à 10^{-5}**	**Entre 10^{-5} et 10^{-4}**	**Supérieure à 10^{-3}**
Loi de comportement	linéaire	Hystérétique stabilisé	Fortement non linéaire
Représentation du sol	Elastique linéaire	Viscoélastique	Lois incrémentales
Méthode d'analyse	linéaire	Linéaire équivalent	Intégration pas à pas

Tableau 6: Modèles de comportement et méthode d'analyse en fonction de l'amplitude de la déformation cyclique (d'après Davidovici 1985)

On classifie le comportement des sols en quatre domaines distincts de comportement selon la valeur de l'amplitude de déformation pour n'importe quel type de sollicitation cyclique :

2.1. Domaine linéaire ($0 < \gamma_c < 10^{-5}$)

Pour des cycles d'amplitude inférieure à 10^{-5} autour d'un état contrainte-déformation donné, le comportement du sol peut être considéré comme élastique linéaire : aucun réarrangement irréversible ne se produit. Le comportement peut être considéré comme élastique quasiment linéaire. Toutefois, le comportement du sol n'est pas totalement élastique linéaire en raison d'un amortissement non nul. Cependant la valeur du coefficient d'amortissement est très faible.

2.2. Domaine hystérétique stabilisé ($10^{-5} < \gamma_c < 10^{-4}$)

Le domaine des petites déformations ou domaine hystérétique stabilisé ($10^{-5} < \gamma_c < 10^{-4}$), où le comportement du sol est hystérétique jusqu'à un niveau de déformation 10^{-4}. Les boucles des cycles contrainte-déformation sont en effet, nettement plus ouvertes. Cependant ces boucles se stabilisent, c'est-à-dire qu'elles adoptent la même forme quel que soit le nombre de cycles. Les modules d'Young et de cisaillement décroissent avec le niveau de déformation. L'amortissement augmente avec la déformation et peut atteindre 7%.

On peut adopter pour ce domaine un comportement élasto-plastique qui présente des déformations réversibles (élastiques) et aussi des déformations irréversibles (plastique).

2.3.Domaine hystérétique non stabilisée ($10^{-4} < \gamma_c < 10^{-3}$):

Quand l'amplitude de déformation dépasse 10^{-4}, le phénomène non-linéaire devient de plus en plus important. On constate alors une accumulation de déformation volumique (un réarrangement des grains (rotations, glissements) selon le chargement. Ce réarrangement risque d'induire une anisotropie dans le matériau) en conditions drainées et une augmentation de la pression interstitielle en conditions non drainées. L'augmentation de la pression interstitielle peut alors mener à la liquéfaction, un phénomène très important en mécanique des sols au cours du quel le sol perd sa résistance de cisaillement.

2.4.Domaine des lois incrémentales (domaines de grandes déformations) ($\gamma_c > 10^{-3}$)

Enfin, dans ce domaine, la sollicitation est susceptible de conduire à la rupture des grains, et donc modifier profondément les caractéristiques du matériau. De plus, l'irréversibilité inélastique et l'effet visqueux deviennent prédominants. L'effet visqueux caractérisé par la vitesse de sollicitation peut jouer un rôle particulièrement pour les argiles molles. Seule l'approche incrémentale associée avec l'intégration étape par étape le long du chemin de sollicitation permet de décrire ces phénomènes variés, qui relie à chaque instant le tenseur complet des taux de contraintes effectives au tenseur des taux de déformations. Le coefficient d'amortissement se stabilise et tend vers une valeur maximale. Les modules d'Young et de cisaillement sont très faibles par rapport à ceux du domaine des très petites déformations.

La courbe (figure 20) illustre les différents domaines de comportement en fonction de l'indice de plasticité et la distorsion.

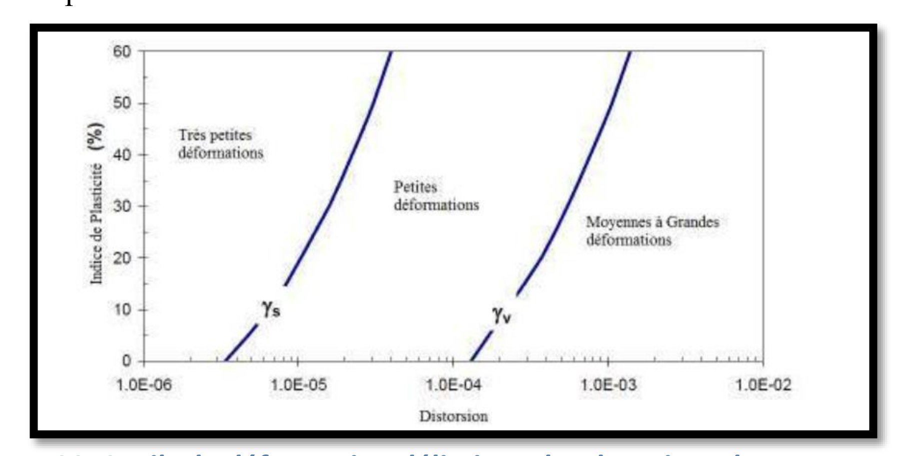


Figure 20: Seuils de déformation délimitant les domaines de comportement

3. Le comportement adopté :

Pour notre étude on va s'intéresser au comportement élastique-linéaire du sol :

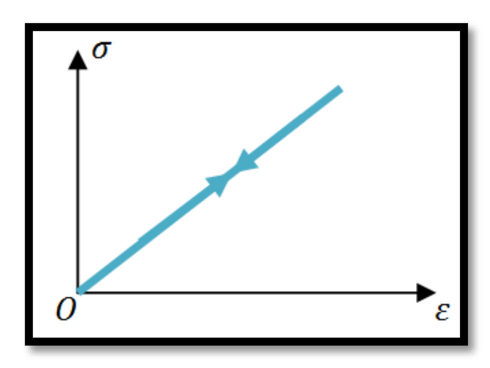


Figure 21: comportement élastique-linéaire

Ce modèle n'est valable pour le sol que dans un domaine très restreint et pour des contraintes très faible. Le comportement élastique des sols est limité seulement aux très petites déformations ($\gamma < 10^{-5}$). De plus, ce modèle s'accorde avec notre étude en raison que notre pays est de faible sismicité et donc, les contraintes sont très faibles.

En générale une loi élastique a la forme suivante :

$$[\boldsymbol{\sigma}] = [\boldsymbol{C}][\boldsymbol{\varepsilon}]$$

- $[\boldsymbol{\varepsilon}]$ est le tenseur de déformation
- $[\boldsymbol{\sigma}]$ est le tenseur de contraintes
- $[\boldsymbol{C}]$est un tenseur du 4ème ordre contenant 36 composantes distinctes dans le cas anisotrope mais dans le cas d'isotrope, 2 composantes sont suffisantes.

Dans le cas unidirectionnel et pour des contraintes de cisaillement cette loi a la forme :

$$\boldsymbol{\tau = G.\gamma}$$

- **τ** :Contrainte de cisaillement
- **G :** module de cisaillement
- **γ**: déformation de cisaillement (distorsion)

Conclusion

La description réelle du comportement des sols sous chargement cyclique nécessite la détermination d'une loi de comportement globale qui prend en compte le caractère non linéaire et les déformations irréversibles du sol. Et comme dans notre étude, le sol subi à des faibles déformations en raison que notre pays est de faible sismicité d'une vision générale, on pourra donc adopter une loi de comportement élastique qui permet de caractériser le sol avec un minimum de paramètres.

Chapitre IV : Les caractéristiques dynamiques du sol

I. Introduction :

Le problème des mesures des caractéristiques des sols constitue l'un des aspects fondamentaux de la mécanique des sols, et plus spécifiquement, de la dynamique des sols. Les modèles les plus élaborés, les calculs les plus compliqués ne sont d'aucune utilités si les paramètres à entrer dans ces modèles, ou ces calculs, sont incorrects ou mal connus. Par hypothèse, le sol est supposé être un milieu semi-infini, homogène et isotrope, de comportement élastique et linéaire, les couches du sol étant supposées horizontales. Le sol est défini par ses caractéristiques mécaniques :

- le module dynamique d'Young E, ou le module transversal G dynamique ;
- le coefficient de Poisson dynamique ;
- la masse volumique ;
- l'amortissement interne de frottement ;

Généralement, la connaissance des caractéristiques de sol est assez imprécise. L'hypothèse faite sur l'homogénéité est rarement vérifiée : les sols sont la plupart du temps stratifiés et leurs propriétés mécaniques augmentent généralement avec la profondeur. De plus, il arrive que la stratigraphie d'un site soit trop contrastée pour permettre de définir un module de sol équivalent.

Dans notre étude, on va s'intéresser aux modules de déformation dynamiques et plus particulièrement au module de cisaillement dynamique G qui s'avère un paramètre essentiel pour tous les problèmes de déformation en géotechnique et les études particulières de comportement aux vibrations (dues aux tremblements de terre, au trafic, aux machines, aux explosions…).

II. Le module de cisaillement aux très faibles déformations, G_0 :

Le module de cisaillement G est constant et maximal pour des déformations inférieures à la limite élastique ($\gamma < \gamma_t^e = 10^{-5}$**).** Il est donc noté G_o ou $G_{max.}$ En mettant au point des mesures de déformations très précises. Il a été possible de montrer que les modules de cisaillement dynamique et statique aux petites déformations étaient les mêmes. Par contre, pour des déformations plus importantes, le module dynamique est supérieur au module statique. En effet, d'après certains essais, la vitesse de chargement a peu d'influence sur le module de cisaillement pour des petites déformations.Il existe plusieurs méthodes pour la détermination du module de cisaillement qu'on peut les classer en catégorie : Méthodes statiques et méthodes dynamiques.

1. Méthodes statiques :

Par essai statique, la vitesse de chargement (monotonique ou cyclique) est suffisamment lente pour que les effets de l’inertie soient négligés. Seuls les essais de laboratoire utilisent des méthodes statiques pour la détermination du module de cisaillement aux petites déformations. Ils sont devenus plus utilisés ces dernières années grâce à l'amélioration des méthodes de mesures de plus en plus fines des déformations et des forces.

Notons toutefois que sur le terrain, les essais de plaques ou les essais pressiomètrique permettent d'obtenir le module d'Young, mais les déformations mesurables sont supérieures à la limite élastique et donc ne correspondent pas au domaine de déformations considéré dans cette étude

1.1. Essai triaxial

L'essai triaxial permet d'obtenir le module de déformation longitudinale ou module d'Young noté E dans un domaine de déformations assez étendu, comportant notamment les déformations inférieures à la limites élastique **($\gamma_t^e = 10^{-5}$).** Il est alors possible d'obtenir le module de cisaillement G grâce à la relation G = f(E) valable dans le domaine élastique:

$G_0 = \frac{E}{2(1+\nu)}$ avec : ν étant le coefficient de Poisson.

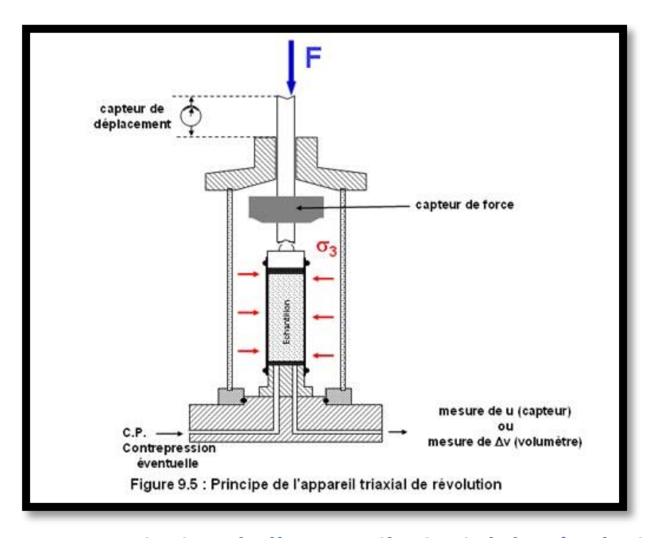


Figure 22: Principe de l'appareil triaxial de révolution

Remarque :

La difficulté majeure des essais statiques ou monotones réside dans la mesure très fine des petites déformations. Effectivement, les erreurs apportées par exemple par l'appareillage utilisé deviennent d'autant plus significatives que les valeurs à obtenir sont faibles. Sur un essai triaxial par exemple, la friction du piston et les hétérogénéités aux extrémités des échantillons (contacts échantillon-base et échantillon-tête de chargement) participent activement à l'erreur respective des mesures des contraintes et des déformations.

1.2.Appareil de torsion :

L'essai de torsion permet d'évaluer directement les caractéristiques de cisaillement du sol étudié : τ (contrainte de cisaillement) et γ (déformation de cisaillement ou distorsion). Alors que dans les essais triaxiaux, les contraintes et les déformations appliquées sont longitudinales.

Cet essai consiste à appliquer un moment de torsion T à un échantillon cylindrique et à mesurer les déformations engendrées par cet effort, l'étude du comportement du sol en contrainte-déformation est donc directe, comme pour l'essai triaxial. Malgré un appareillage et une procédure un peu complexe ainsi qu'une distribution non uniforme des contraintes et des déformations dans l'échantillon, cet essai présente les avantages suivants : bonne simulation du cisaillement simple ; accès aux petites déformations par le biais d'un matériel de mesure adapté et d'une bonne liaison entre les extrémités de l'échantillon, le socle de l'appareil (partie fixe) et la tête de l'appareil (partie mobile).

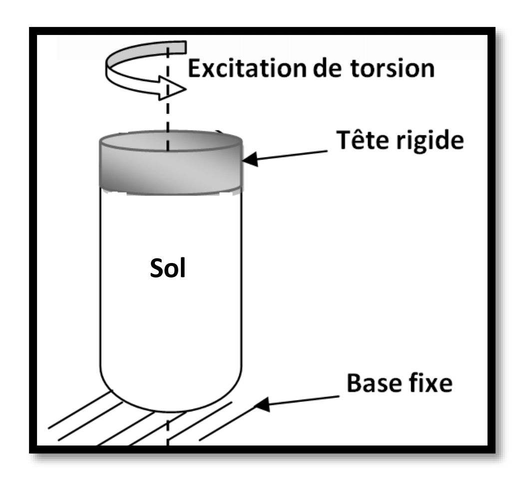


Figure 23: schéma de l'essai de torsion

2. Méthodes dynamiques (sismiques)

Les méthodes dynamiques sont associées à la propagation des ondes de cisaillement dans les sols qui permet d'obtenir le module de cisaillement dans la mesure où l'étude se limite aux petites déformations : la limite élastique n'étant pas dépassée, le comportement du sol est supposé élastique. On peut alors obtenir le module de cisaillement G_0 (ou G_{max}) à partir de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement Vs dans le sol considéré par la relation suivante :

$$G_0 = \rho \times V_s{}^2 \quad ,$$

ρ : la masse volumique du sol exprimée en kg/m^3

V_s : la vitesse de propagation des ondes de cisaillement exprimée en m/s.

Remarque :

Cette relation du module de cisaillement en fonction de la vitesse d'onde, on va la démontrer mathématiquement par la suite.

2.1.Méthodes sismiques de terrain

Sur le terrain, les méthodes sismiques ou géophysiques, basées sur la propagation des ondes, sont très répandues. L'émission et l'arrivée du signal sont visualisées sur un système d'acquisition, ce qui permet d'obtenir la vitesse de propagation des ondes et d'en déduire le module de cisaillement ($G_0 = \rho \times V_s{}^2$) dans la mesure où les déformations engendrées sont inférieures à la limite élastique.

Globalement, on distingue les méthodes: où les instruments de mesure sont placés dans la masse du sol des méthodes où tout l'appareillage est en surface.

2.1.1. Essais dans la masse du sol

Le(s) récepteur(s) et le générateur peuvent être placés à des profondeurs donnée: soit en effectuant des forages préalables à l'intérieur desquels seront placées les cellules de mesure, soit, comme il l'a été récemment développé, en introduisant les cellules de mesure: dans des appareils de pénétration tels que le cône de pénétration CPT.

Essai « cross-hole », « down-hole », « up-hole » : (Stokoe et Woods, 1972)

L'échelle de mesures de 5 à 20 m est celle des structures de génie civil. Ces mesures peuvent être faites assez exceptionnellement à partir de la surface du sol ou, c'est le cas général, à partir des sondages ; on réalise l'ensemble des essais classiques sous les noms

de *cross-hole, down-hole* et *up-hole.*

Figure 24: Essais sismiques pour la caractérisation du sol

a)Cross-hole b) Down-hole c) Up-hole

2.1.1.1.L'essai cross-hole :

Les essais *cross-hole* se font à partir de deux ou trois forages :

- ✓ un forage dit forage d'émission ;
- ✓ un ou deux forages de réception.

La mesure de la vitesse de propagation de l'onde se fait entre deux forages parallèles distants de quelques mètres. L'impulsion est donnée dans le forage d'émission et est reçue dans le forage d'écoute à la même profondeur. Cette méthode permet de donner en fonction de la profondeur la valeur moyenne en plan des vitesses de propagation des ondes.

L'essai cross-hole est très séduisant du fait de sa simplicité relative et de la qualité d'informations qu'il permet d'obtenir

2.1.1.2.L'essai down-hole :

La mesure de la vitesse de propagation de l'onde se fait le long d'un forage. L'émission du signal a lieu à la surface et la réception se fait à l'aide de capteurs placés dans le forage. Il est possible avec des sources d'énergies adaptées (frappe horizontale d'un massif posé en surface, par exemple) de donner à une forte proportion d'ondes de cisaillement.

Les valeurs obtenues dans un essai down-hole correspondent aux caractéristiques du terrain au voisinage du forage, pour une direction verticale de propagation des ondes.

Cette direction de propagation corresponde à celle couramment retenue en génie sismique. Théoriquement, avec un espacement resserré des capteurs, il est possible de détecter des couches de plus faible caractéristiques, même si celles-ci sont incluses entre deux couches plus résistantes. C'est un des avantages majeurs de la méthode.

Dans le cas du dispositif *down-hole* , le signal est émis en surface ou dans un forage et réceptionné à divers niveaux dans un forage situé à proximité de façon que la plupart des trajets soient subverticaux.

2.1.1.3.L'essai up-hole :

L'essai est en tout point analogue à l'essai down-hole à la différence près que l'émission est provoquée en fond de forage et la réception se fait sur des capteurs placés dans le forage, au-dessus du point d'émission. Par rapport à l'essai down-hole, l'exécution est plus délicate en raison de l'utilisation des dispositifs de frappe spéciaux et donc l'émission de l'onde de cisaillement est difficile.

Généralement, et pour des raisons pratiques, on se limite à un ou deux points de réception par couche pour une même émission.

Les essais *down-hole* et *up-hole* se font à partir de deux forages, ou à partir de la surface avec la réception dans un forage. Ces forages sont situés le plus près possible l'un de l'autre. On choisit un point dans un forage, de façon à avoir des trajets les plus verticaux possibles.

Le calcul des vitesses nécessite une connaissance précise des distances, qui est obtenue par des mesures d'inclinomètres des forages. La précision qu'on peut attendre des mesures de temps, de distance et de masse volumique conduit à des modules déterminés en moyenne à 10 % près. Les écarts augmentent dans les terrains sans cohésion dans lesquels l'énergie des ondes de cisaillement semble s'amortir très vite. On est amené à choisir des distances émission- réception faibles, ce qui nuit à la précision relative des mesures.

2.1.2. Essais en surface

Dans ce cas, émetteur et récepteur(s) sont placés à la surface. Le problème majeur de ces techniques est qu'on ne maîtrise pas exactement les profondeurs pour lesquelles ces essais sont représentatifs ; est-ce une mesure ponctuelle ou une moyenne ?

Analyse des ondes de Rayleigh

Les ondes de Rayleigh, encore appelées ondes de surface, se propagent dans des couches de sol dont l'épaisseur est égale à la longueur d'onde émise. La vitesse de propagation des ondes de Rayleigh est reliée à la vitesse de propagation des ondes de cisaillement Vs

par le coefficient de Poisson ν. Toutefois, la relation simple $V_R = 0{,}9 \times V_S$ donne de bons résultats pour une gamme importante du coefficient de Poisson ν (Richart et al, 1970).

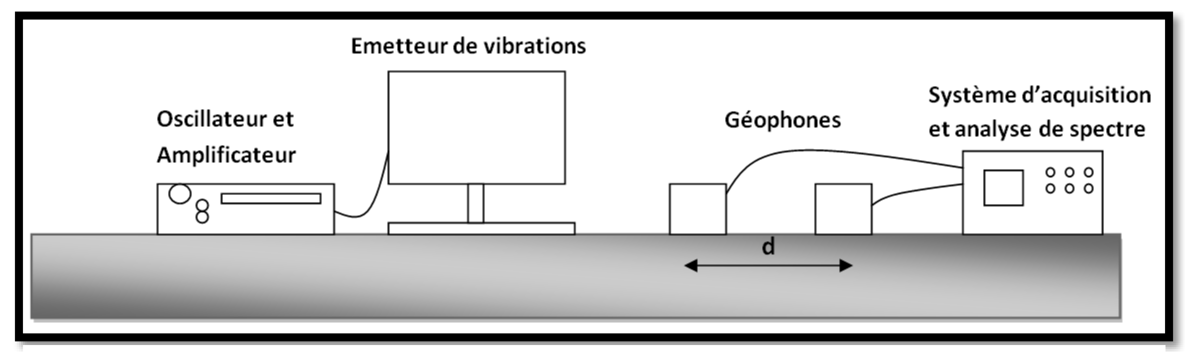


Figure 25: Essai des mesures des ondes de surface (Rayleigh)

La méthode communément employée pour l'analyse des ondes de Rayleigh est indiquée sur la figure au dessus. Les ondes sismiques sont émises par le biais de vibrations de fréquence fixée et sont reçues par deux géophones placés à une distance d l'un de l'autre.

Le temps de propagation de l'onde entre les deux géophones est donné par :

$$T(f) = \frac{\phi(f)}{2\pi}\frac{1}{f}$$

Où f est la fréquence de l'onde émise ;

ϕ est le déphasage entre les deux signaux reçus.

Il est alors possible d'obtenir :

La vitesse de propagation des ondes de Rayleigh ($V_R(f) = \frac{d}{T(f)}$). d étant la distance entre les deux géophones), permettant ensuite d'accéder au module de cisaillement **Go.**

La longueur d'onde L_R ($L_R(f) = \frac{V_R(f)}{f}$) permettant de déterminer la profondeur de la couche concernée par les ondes émises.

Le profil des modules de cisaillement **G_0** est donné par des essais **à** différentes fréquences qui représentent différentes profondeurs.

Remarque :

D'autres méthodes (analyse spectrale des ondes de surface (SASW) , essai de réfraction de surface , essai de réflexion de surface) reposent sur les mêmes principes.

2.2.Méthodes sismiques de laboratoire :

Les essais de laboratoire peuvent être réalisés aussi bien sur des échantillons intacts que sur des échantillons reconstitués.

La colonne résonante

Les essais à la colonne résonante sont des essais reproduisant des séismes ; ils permettent de déterminer les caractéristiques du sol grâce aux sollicitations dynamiques sous petites et moyennes déformations. Par exemple, les modules sont déterminés à partir de la vitesse de propagation des ondes dans le sol.

Ces essais consistent à atteindre la fréquence de résonance de l'échantillon en imposant des sollicitations cycliques longitudinales ou en torsion. Ils permettent de déterminer un lien entre les fréquences de résonance et les modules de déformation du matériau en petites déformations.

Un échantillon cylindrique de sol est sollicité en vibrations à amplitudes faibles (flexion et torsion). Le sol est supposé élastique linéaire et l'échantillon est assimilé à une poutre finie élastique linéaire soumise à une excitation périodique à l'une de ses extrémités. Cette hypothèse est utile pour l'identification de sa fréquence propre correspondant au premier mode de vibration.

Un générateur de fonctions transmet un signal à des bobines montées sur l'échantillon qui entraînent en déplacement les noyaux magnétiques. La fréquence du signal, mesurée précisément par un fréquencemètre, est augmentée progressivement pour atteindre la résonance, repérée, par exemple, à partir du maximum de la courbe fréquence accélération (l'accélération est mesurée par un accéléromètre)

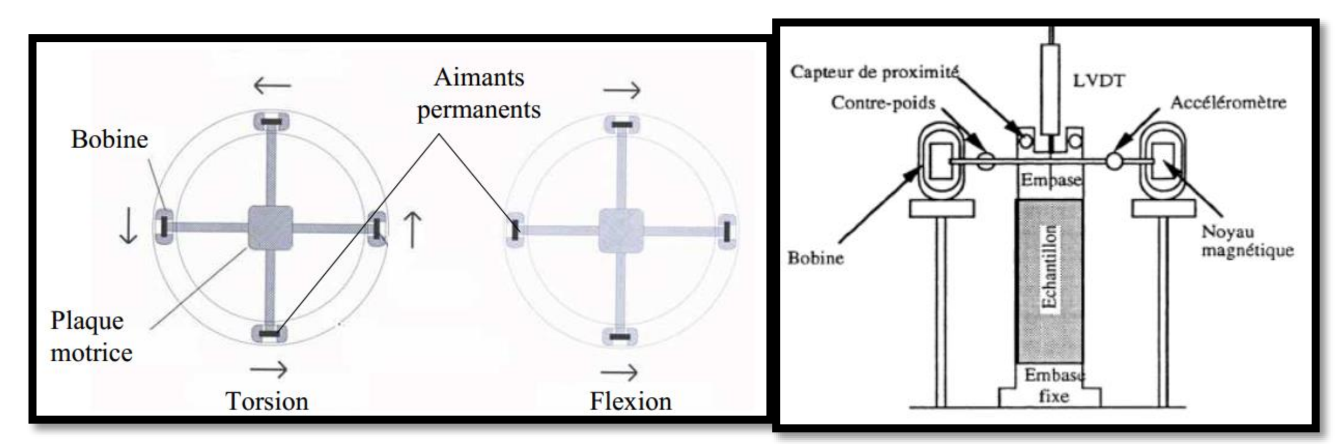


Figure 26: Modes de sollicitation d'un essai à la colonne résonante

L'échantillon est fixé à une extrémité tandis que l'autre extrémité est soumise à une excitation périodique (torsion ou flexion). Les vibrations se répètent à différentes

fréquences jusqu'à ce que la résonance soit atteinte. Les grandeurs mécaniques caractéristiques du sol (module d'Young, module de cisaillement, vitesse de propagation) sont déterminées à partir de la fréquence propre du premier mode de vibration.

[Module] = [Masse volumique] x [Vitesse de propagation] ^{2}

Or, par conception, l'éprouvette vibre avec la plaque motrice. La détermination des vitesses est de ce fait complexe. Il faut en effet réaliser des étalonnages pour déterminer les paramètres propres de l'appareil. Les formules suivantes constituent une procédure de la détermination de la vitesse de propagation de l'onde du cisaillement :

Vs est obtenue avec la relation théorique

$$V_S = \frac{2\pi f L}{\beta}$$

Avec :

- f : fréquence de résonance,
- β : coefficient, qui dépend du moment d'inertie de l'éprouvette et du système de mise en résonance, déterminé par : $\frac{I}{I_0} = \beta \tan(\beta)$

Avec : $I = \frac{mD^2}{8}$

où :

- I_0 : moment d'inertie massique d'étalonnage, dépendant du système. Il se calcule par étalonnage à l'aide de l'éprouvette en aluminium de différentes inerties et de masses additionnelles à positionner sur le chapeau. Il est égal à 0,0039844 pour le système d'un système utilisé à LCPC,
- I: Moment d'inertie massique de l'échantillon
- L : longueur de l'échantillon
- D : diamètre de l'éprouvette.
- m : masse de l'échantillon.

2.3.Comparaison laboratoire-terrain:

Notons dans un premier temps que le prélèvement des échantillons in situ, malgré toutes les précautions prises durant cette étape, ne peut éviter un remaniement. La reconstitution des conditions en place est de la même manière une phase délicate des essais de laboratoire.

Les recherches visant à comparer les modules de cisaillement G_0 ou les vitesses de propagations des ondes de cisaillement V_S, mesurés par des essais en laboratoire et des essais in situ sont assez contradictoires. Il semble qu'il y ait toutefois une tendance à trouver des valeurs de module G_0 avec les méthodes de laboratoire plus faibles que ceux issus de méthodes de terrain.

Un certain nombre d'études ont effectivement abouti à des écarts importants entre le terrain et le laboratoire. Stokoe et Richart (1973) ont comparé ces deux types d'essais avec la colonne résonante et des essais « crosshole ». Les vitesses de propagation des ondes de cisaillement étaient plus faibles en laboratoire (de 95% pour un sable silteux à 70% pour un silt argileux).

Conclusion :

On peut dire que la détermination des modules dynamiques semblent une tâche très délicate vu la difficulté de l'évaluation des caractéristiques des sols

3. Détermination de module de cisaillement en fonction des vitesses d'ondes :

On suppose que le milieu semi-infini, dont l'onde sismique se propage, est homogène et isotrope. On considère tout d'abord un élément infiniment petit de dimensions dx, dy, et dz.

On considère également la variation des contraintes au niveau de chaque face de cet élément. Ces contraintes sont représentées par un ensemble des vecteurs orthogonaux.

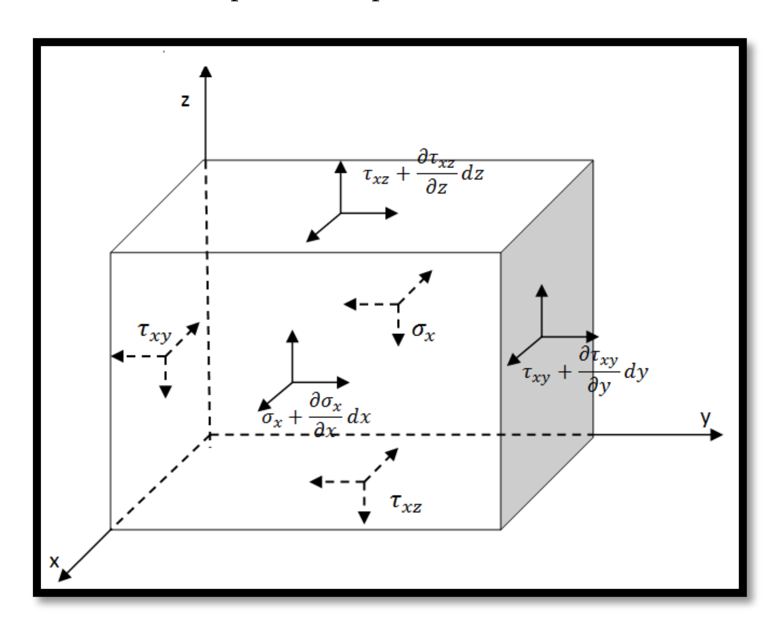


Figure 27: Elément volumique infiniment petit

L'équilibre de translation de cet élément est exprimé par la somme des forces appliquées parallèlement au chaque axe

Par exemple, suivant la direction Ox , l'équation d'équilibre s'écrit sous la forme :

$\left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx\right) dydz - \sigma_x dydz + \left(\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} dy\right) dxdz - \tau_{xy} dxdz + \left(\tau_{xz} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} dz\right) dxdy - \tau_{xz} dxdy$ (1)

Des équations similaires à celle-ci sont exprimées suivant les directions Oy et Oz.

En négligeant le poids propre de cet élément et en appliquant le 2ème loi de Newton on obtient suivant la direction Ox :

$\left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z}\right) dxdydz = \rho(dxdydz) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$ (2)

Donc :

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \qquad (3.1)$$

De même pour les autres directions Oy et Oz :

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_y}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \qquad (3.2)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_z}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} \qquad (3.3)$$

Avec u,v et w sont les déplacements suivants les directions Ox , Oy et Oz respectivement .

On peut exprimer le côté droite des équations au dessus en fonction des déplacements par les relations suivantes qui sont valables pour un milieu élastique :

$$\sigma_x = \lambda\bar{\varepsilon} + 2G\varepsilon_x \qquad \tau_{xy} = \tau_{yx} = G\gamma_{xy} \quad (4.1)$$

$$\sigma_y = \lambda\bar{\varepsilon} + 2G\varepsilon_y \qquad \tau_{yz} = \tau_{zy} = G\gamma_{yz} \quad (4.2)$$

$$\sigma_z = \lambda\bar{\varepsilon} + 2G\varepsilon_z \qquad \tau_{zx} = \tau_{xz} = G\gamma_{zx} \quad (4.3)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.1)$$

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \qquad (5.2)$$

Avec : ν: coefficient de poisson

λ:Constante de Lamé

G : module de cisaillement

E : Module d'YOUNG

$$\overline{\varepsilon} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$$

De plus, les déformations et les rotations peuvent êtres exprimés en fonction des déplacements (Timoshenko and Goodier , 1951 ; Kolsky , 1963) :

- ✓ Les déformations :

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \qquad \gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \qquad (6.1)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \qquad \gamma_{yz} = \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \qquad (6.2)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \qquad \gamma_{zx} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \qquad (6.3)$$

- ✓ Les rotations:

$$2\overline{\omega_x} = \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \quad (7.1) \qquad 2\overline{\omega_y} = \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} \quad (7.2) \qquad 2\overline{\omega_z} = \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \quad (7.3)$$

Avec $\overline{\omega_x}\,,\overline{\omega_y}\; et\; \overline{\omega_z}$ sont les rotations autour de Ox , Oy et Oz respectivement .

D'après les équations (3), (4) et (6) on obtient pour chaque direction les équations suivantes :

- ❖ Suivant Ox :

$$\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G)\frac{\partial\overline{\varepsilon}}{\partial x} + G\nabla^2 u \qquad (8.1)$$

- ❖ Suivant Oy :

$$\rho\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G)\frac{\partial\overline{\varepsilon}}{\partial y} + G\nabla^2 v \qquad (8.2)$$

- ❖ Suivant Oz :

$$\rho\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + G)\frac{\partial\overline{\varepsilon}}{\partial z} + G\nabla^2 w \qquad (8.3)$$

Avec ∇^2 : est Laplacienne dans les coordonnées cartésiennes $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$

Les équations (8.1) , (8.2) et (8.3) sont les équations de mouvement d'un milieu élastique , semi-infini , homogène et isotrope

On différencie les équations (8.1) , (8.2) et (8.3) respectivement par rapport x , y et z puis on effectue la sommation on obtient donc :

$$\rho \frac{\partial^2 \overline{\varepsilon}}{\partial t^2} = (\lambda + 2G)\nabla^2 \overline{\varepsilon}$$

Or on a : $\frac{\partial^2 \overline{\varepsilon}}{\partial t^2} = {v_c}^2 \nabla^2 \overline{\varepsilon}$ (9)

D'ou la formule de la vitesse d'onde : ${v_c}^2 = \frac{(\lambda+2G)}{\rho}$

v_c: c'est la vitesse d'onde de compression dans un milieu continu

L'autre solution des équations du mouvement sont obtenus en différenciant (8.2) par rapport à z et l'équation (8.3) par rapport à y. Puis , on élimine $\overline{\varepsilon}$ en effectuant la différence des 2 équations , on obtient donc :

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2}\left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}\right) = G\nabla^2 \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}\right) \qquad (10)$$

On utilise par la suite l'expression de la rotation $\overline{\omega_x}$équation (7.1) :

$$\rho \frac{\partial^2 \overline{\omega_x}}{\partial t^2} = G\nabla^2 \overline{\omega_x}$$

Or on a :

$$\frac{\partial^2 \overline{\omega_x}}{\partial t^2} = {v_s}^2 \nabla^2 \overline{\omega_x} \qquad (11)$$

Les mêmes expressions peuvent être obtenues pour $\overline{\omega_y}$ et $\overline{\omega_z}$ ce qui implique :

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

On obtient par la suite la fameuse équation du module de cisaillement en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement :

$$G = \rho \times {V_s}^2$$

Chapitre V : l'interaction sol-structure (ISS)

I. Généralités :

La réponse de la structure à un mouvement sismique dépend de la nature de ce dernier, des propriétés dynamiques de l'ouvrage et de celles du sol. Il y a alors une interaction entre la structure et le milieu extérieur.

Donc, on peut dire que L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant à l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la fondation. Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encastrée à sa base De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut changer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique. De plus, les sites très meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques des ces dernières de manière significative.

Et pourtant, le règlement parasismique marocaine RPS 2011 tient compte les effets de l'ISS d'une manière implicite en proposant les catégories de sites en fonction des caractéristiques du sol qui les constituent, chaque catégorie de site est associée à un spectre de réponse élastique obtenu à partir des propriétés du site et de la structure.

Remarque :

Les raisons pour lesquelles l'interaction sol structure n'est pas plus souvent prise en considération dans les études sont essentiellement liées à la méthode et l'outil, ainsi que le manque de données de sol. De plus, la prise en compte de l'interaction sol-structure complexifie beaucoup la modélisation de la structure. C'est pourquoi d'une façon conservatrice, l'interaction sol-structure est souvent négligée lors des analyses sismiques.

.

II. Influence de la nature des sols sur le mouvement sismique

L'observation montre que l'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné dépend dans une large mesure de la nature des terrains traversés par les ondes sismiques et des conditions locales.

Il est constaté souvent que les ouvrages édifient sur un sol mou subissent des dommages plus importants que ceux situés sur un sol rocheux. Ce phénomène peut expliquer par le fait que les couches de sol très meubles se comportent comme un oscillateur qui amplifie l'excitation appliquée à la base par le rocher. Il convient donc d'adapter le spectre de réponse à la nature du sol. Les sols meubles filtrent les fréquences supérieures de séismes et ne laissent passer que les fréquences basses qui sont généralement voisines de celles des constructions.

Les spectres de réponse moyens sur la figure au dessous calculés à partir d'enregistrements réels obtenus sur des sols rocheux, argileux, raides, de profondeur moyenne ou des dépôts alluviaux profonds, montrent la nécessité qu'il y à étudier le comportement des sols sous chargement dynamique pour parvenir, en zones sismiques, à une conception fiable des ouvrages qui y sont fondés, c'est en particulier le cas pour les ouvrages importants comme les centrales nucléaire, les barrages, les tours, …etc

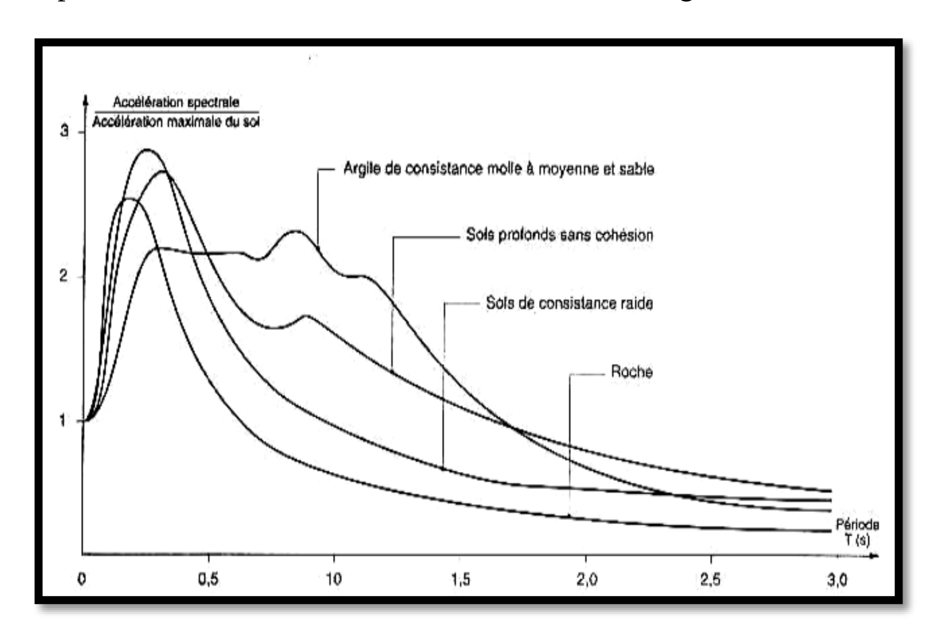


Figure 28: Allures des spectres d'accélération moyenne pour différents sols

III. Nécessité de modéliser le sol

Lors d'un tremblement de terre, les ondes sismiques se propageant dans le sol mettant en mouvement les fondations des ouvrages en les secouant principalement horizontalement. Accéléré à sa base, chaque bâtiment est soumis à des forces d'inertie auxquelles sa structure doit résister. Pour maintenir son équilibre, l'ouvrage exerce sur le sol environnant des efforts importants. Si ce sol est très résistant, le mouvement initial de l'appui n'est pas modifié. Il n'y a pas d'interaction et pour assurer la tenue de l'ouvrage, le concepteur peut restreindre son analyse à la seule structure ; Si par contre le sol est de

résistance plus faible, le support va se déformer et le mouvement de la fondation s'en trouve modifié. Nous avons affaire à un phénomène d'interaction sol-structure et le concepteur doit alors inclure le sol et parfois les ouvrages environnants dans son analyse.

IV. Limitation de l'ISS :

Tout d'abord, la modélisation la plus fréquente de l'ISS suppose que la structure est fondée en surface sur un sol homogène (solide élastique) et horizontal, avec des propriétés mécaniques connues et constantes au cours du séisme, et que le mouvement sollicitant la structure soit des ondes de volume se propageant verticalement à partir d'un substratum horizontal.
En réalité, le sol est hétérogène et les caractéristiques dynamiques varient au cours du séisme, la structure peut être aussi sollicitée par des ondes de surface, et la fondation, voire une partie de l'ouvrage, est le plus souvent disposée à une certaine profondeur.
Enfin, le solide élastique est supposé avoir le même module en traction qu'en compression, ce qui se concilie mal avec un sol ; ce module est supposé le même en tout point du sol, ce qui est en contradiction avec la réalité.
L'ensemble de ces incertitudes fait que le calcul de l'ISS reste encore approximatif et donc une certaine prudence s'impose à l'exploitation des résultats obtenus. Par ailleurs, ces incertitudes conduisent à paramétrer les caractéristiques du sol (voir la partie de la dynamique du sol) et à prendre l'enveloppe des résultats.
Dans telles conditions, l'ingénieur est souvent amené à raisonner de manière différente plus intuitive et pragmatique, pour tenter de trouver une solution satisfaisante au problème si complexe de l'ISS.
On est ainsi amené à concevoir des modèles dans lesquels le sol est représenté par des ressorts ou des éléments finis.

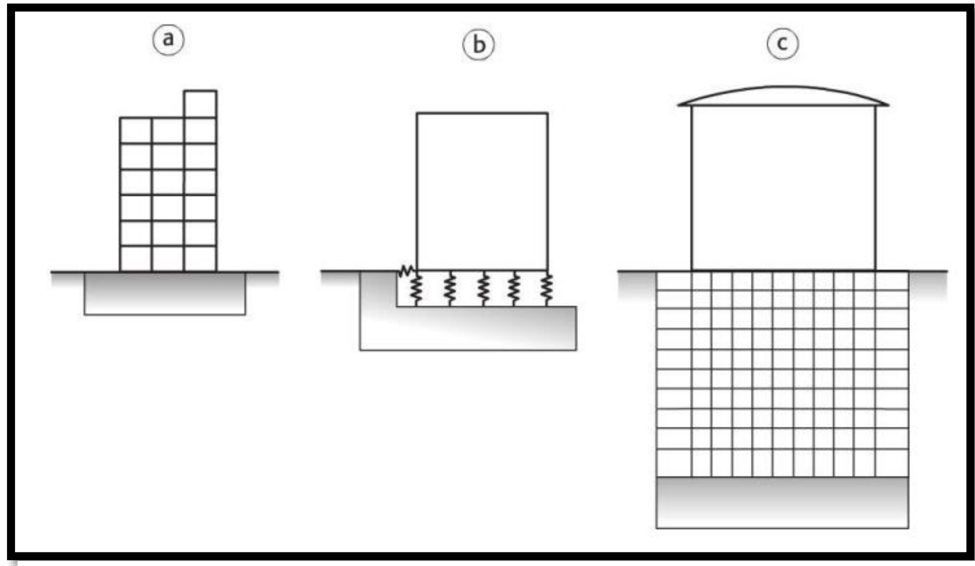


Figure 29: Types de modèles

a) Encastrement parfait b) Ressorts c) Eléments finis

V. Les conséquences de l'interaction sol-structure

Le problème de l'interaction sol-structure peut être décomposé en deux ordres classiquement dénommés : *interaction cinématique* et *interaction inertielle*.

1. L'interaction cinématique:

Cette interaction traduit l'incompatibilité entre le champ d'onde incident et les mouvements possibles de la fondation qui est considérée sans masse, vu la discontinuité des rigidités (l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques). Ce qui empêche la fondation de suivre les mouvements imposés par le sol. le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci et réduire l'énergie pénétrant dans la structure. Donc, cette interaction cinématique induit un filtrage parfois significatif du mouvement sismique lors de son transfert au bâtiment mais occasionne des rotations d'ensemble de la fondation dont les effets sur les ouvrages doivent être étudiés. La réponse de la fondation sans superstructure au mouvement sismique fournit au concepteur les efforts d'inertie nécessaire au dimensionnement de l'ouvrage.

Remarque :

Dans le cas de fondations superficielles et d'ondes à incidence verticale, il n'y a pas d'interaction cinématique et le mouvement de la fondation sans superstructure est égal au mouvement du sol sans ouvrage.

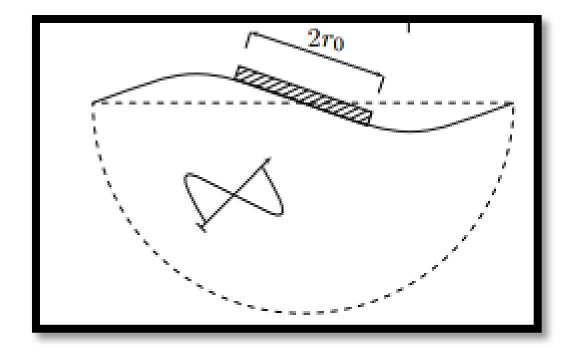


Figure 30: Interaction cinématique entre une fondation superficielle et une onde plane en incidence oblique.

2. L'interaction inertielle:

Cette interaction réside dans le fait d'inclure la masse de la structure, qui va induire des efforts d'inerties et des moments supplémentaires à la base de la structure et donc dans le sol, ce qui aura pour conséquence de modifier encore une fois le champ de déplacement.

Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation qui développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments.

Remarque :
Le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction. (Les effets de l'interaction cinématique sont plus difficiles à évaluer rigoureusement que les effets inertiels.)

VI. Modélisation du sol en tenant compte de l'interaction sol structure

Il existe deux méthodes classiques pour tenir compte de l'interaction sol-structure dans une analyse dynamique :

- ❖ La méthode des éléments finis.
- ❖ La méthode de la sous-structure.

1. Modélisation par des ressorts :

La manière la plus simple de prendre le sol en compte est le représenter par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide, à laquelle on impose le mouvement. Dans le cas d'un modèle plan, une semelle sous point d'appui isolé est représentée par deux ressorts agissant à la translation et un ressort à la rotation. Sous un radier, le sol est modélisé par un ressort horizontal et un ressort vertical en chaque nœud

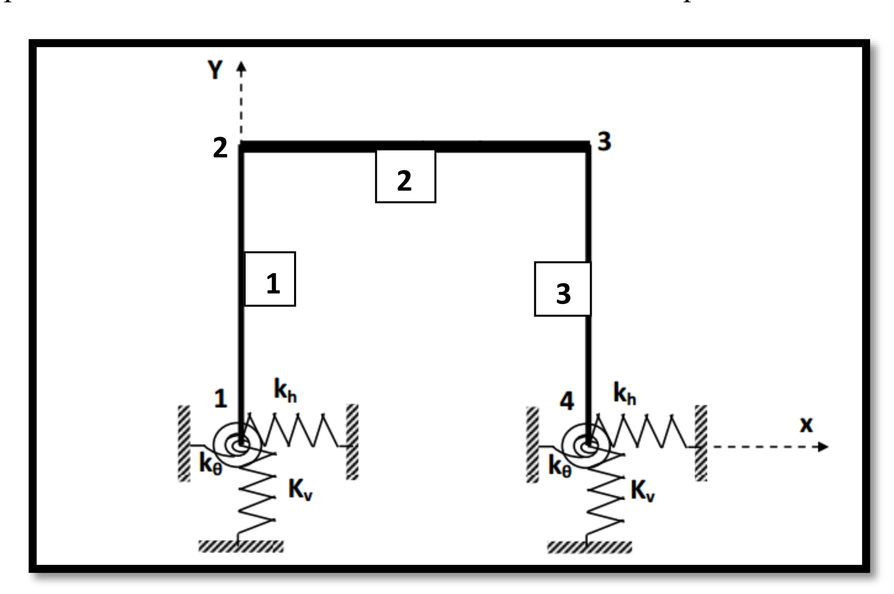


Figure 31: Modèle du système barres-ressorts

Remarque :

Il y a pas mal des méthodes qui calculent les rigidités et également les amortissements pour chaque ressort, qu'on va les expliciter par la suite.

2. Méthode des éléments finis :

La modélisation par éléments finis est la plus directe mais souvent aussi la plus complexe, en particulier à cause de son temps de calcul. Le principe de cette modélisation est de représenter le sol par les couches successives d'éléments empilés sur une base qui représente le soubassement rocheux. Chaque couche est caractérisée par un module d'élasticité, un coefficient de poisson, une masse volumique et un coefficient d'amortissement. Ainsi elle nécessite l'utilisation des accélérogrammes en champ libre et à la base de la structure

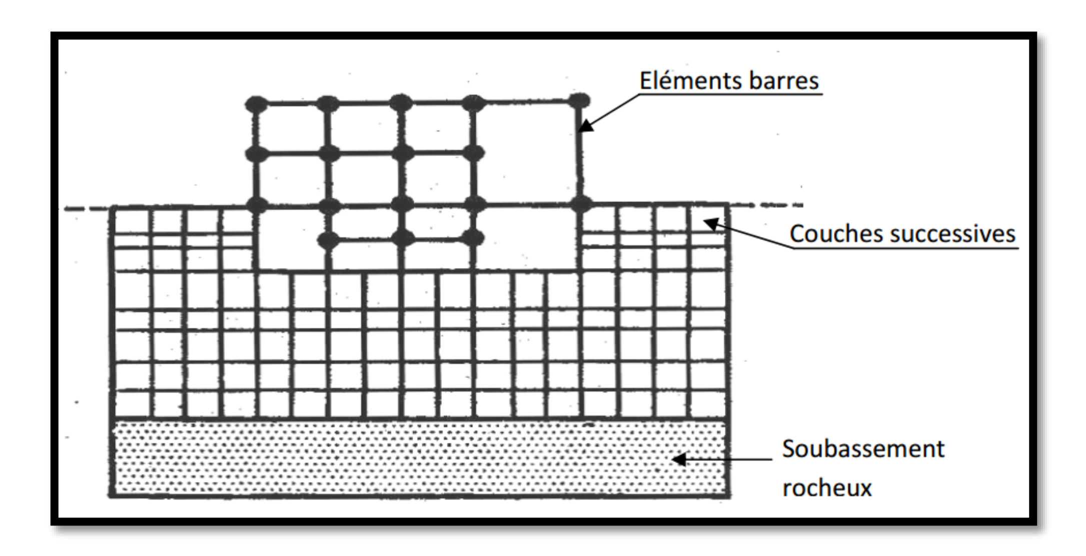


Figure 32: Modélisation par éléments finis

Le mouvement est imposé à la base et on fait l'hypothèse qu'il se propage dans le sol sous forme d'ondes de cisaillement se déplaçant uniquement à la verticale. Le mouvement de la base (située en profondeur) est différent de celui de la surface du sol (en champ libre).Il n'est pas connu à priori et par conséquent on doit étudier au préalable le sol en absence de toute construction pour déterminer le mouvement de la base qui produit en surface le mouvement du champ libre défini par l'accélérogramme donné.

- Suite aux difficultés que présente cette méthode et au manque des données on a opté pour la méthode de la sous-structure.

VII. Les amortissements :

1. Les mécanismes d’amortissement :

L’amortissement est une propriété dynamique d’un système mécanique qui s’oppose aux déformations et aux déplacements.

Lors de l’interaction sol-structure, une partie d’énergie communiquée à la construction est renvoyée dans le sol et dissipée par deux mécanismes distincts :

- Atténuation par radiation, appelé également amortissement géométrique ou pseudo-amortissement, car le phénomène est purement géométrique ; les ondes renvoyées ayant un front sphérique, mettant en vibration un volume de terrain de plus en plus grand.
- Amortissement interne du sol appelé également amortissement **matériel** qui traduit la dissipation en chaleurs lors de ses déformations qui est due à l'élasticité imparfaite du sol.

Ces deux types d’amortissements se produisent lors de la propagation de toute énergie mécanique dans le sol.

Remarque :

L’amortissement est appelé géométrique, car il ne dépend que de la forme de la fondation, des propriétés du sol et la fréquence du mouvement.

2. Caractérisation de l’amortissement :

L’amortissement du système sol-fondation est obtenu en employant les formules classiques qui sont indépendantes de la fréquence. On calcule les rigidités du sol indépendantes de la fréquence pour une première approximation par la méthode de Newmark-Rosenblueth ,d’une part, on peut calculer les rigidités et l’amortissement géométrique d’une manière précise, d’autre part, dans le cas des fondations circulaires ou assimilées sur un milieu semi infini, selon la méthode de Deleuze.

Cependant, pour notre étude, l'analyse a été effectuée en considérant un comportement linéaire du sol avec un amortissement visqueux, ce qui ne sera pas applicable dans le cas de forte sismicité où les non linéarités de sol peuvent jouer un rôle décisif en modifiant l'état du sol autour de la fondation et en provoquant un fort amortissement de l'énergie sismique injectée dans la structure.

Dans le cas de sollicitations sismiques faibles voire modérées, un modèle élastique avec un amortissement visqueux peut être représentatif du comportement du sol. L’amortissement est pris en considération par la formulation de Rayleigh

L'influence de la plasticité du sol sur l'interaction sol-structure a montré que la plasticité du sol induit deux effets, à savoir un amortissement supplémentaire dû à la dissipation par déformations plastiques et une réduction des « fréquences propres » du système sol-fondation due à la réduction de la « rigidité » induite par la plasticité. L'ampleur de l'influence de la plasticité dépend de son extension dans le massif du sol, qui dépend de l'amplitude du chargement, de son contenu fréquentiel et des fréquences propres du système sol-fondation structure.

Et comme on a supposé que le milieu est semi-infini (demi-espace) élastique homogène, donc on aura une surévaluation des valeurs de l'amortissement radiatif, ce qui fait que l'amortissement de chaque ressort sera réduit et pris égale à la somme :

amortissement du ressort = (amortissement radiatif ou géométrique)+(amortissement interne du sol) ≤ 30%

L'amortissement interne de frottement du sol est égal à 5 %, quels que soient le mode et le sol.

Chapitre VI : Les méthodes de calcul des raideurs et d'amortissement des ressorts

Ce chapitre a pour but de résumer les différentes formules applicables pour déterminer les raideurs de fondations superficielles que l'on peut trouver dans les différents ouvrages abordant l'interaction sol-structure.

Une première partie consiste à faire l'inventaire des méthodes les plus utilisées afin de déterminer les raideurs et amortissements des sols. La seconde partie contient un comparatif des différentes méthodes.

I. Méthode de Newmark-Rosenblueth [1971]

Cette méthode est indépendante de la fréquence de la structure et permet d'estimer et de contrôler les valeurs de raideurs et des amortissements du sol. Rosenblueth a introduit une masse virtuelle de sol, liée à la fondation du bâtiment. Cette masse ne représente pas une masse de sol « attachée» à la fondation mais constitue un artifice mathématique permettant de mieux prendre en compte de la réponse de la fondation. L'ajout de cette masse ne modifie pas radicalement la réponse dynamique de la structure.

Les raideurs du sol ainsi que les amortissements sont donnés par le Tableau 4 :

Mouvement	Hauteur du prisme de sol	Facteur d'amortissement relatif ou critique η	Raideurs K	
			Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
Vertical	$0{,}27\sqrt{A}$	$2{,}71\sqrt{\dfrac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_v = \dfrac{4Gr_0}{1-\nu}$	$k_v = \dfrac{4G\beta_z}{1-\nu}\sqrt{A}$
Horizontal	$0{,}05\sqrt{A}$	$20{,}55\sqrt{\dfrac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_h = \dfrac{32(1-\nu)Gr_0}{7-8\nu}$	$k_h = 2(1+\nu)G\beta_x\sqrt{A}$
Balancement	$0{,}35\sqrt{A}$	$0{,}485\sqrt{\dfrac{\rho H^5}{J_b + J_s}}$	$k_\Phi = \dfrac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)}$	$k_\Phi = \dfrac{G}{1-\nu}\beta_\Phi a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical (torsion)	$0{,}25\sqrt{A}$	$1{,}88\sqrt{\dfrac{\rho H^5}{J_b + J_s}}$	$k_R = \dfrac{16Gr_0^3}{3}$	$k_R = \dfrac{1+\nu}{4}G\beta_x(a^2+b^2)\sqrt{A}$

Tableau 7: les différents raideurs et facteurs d'amortissement selon la méthode de NEWMARK-ROSENBLUETH

Avec :
A : aire de la fondation
a : dimension parallèle à la direction du séisme

b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme
M_b : masse du bâtiment
M_s =A.H.ρ : masse de sol additionnelle ayant même aire que la fondation du bâtiment
H : hauteur du prisme de sol
$J_b = M_b(\frac{a^2+H_b^2}{12} + \frac{H_b^2}{4})$ inertie massique du bâtiment par rapport à la fondation
$J_s = M_{s\Phi}(\frac{a^2+H_{s\Phi}^2}{12} + \frac{H_{s\Phi}^2}{4})$ inertie massique de la masse additionnelle de sol par rapport à la fondation
r_0 : rayon d'une fondation circulaire
ν : coefficient de poisson

β_x, β_z *et* β_Φ sont données par les abaques suivants :

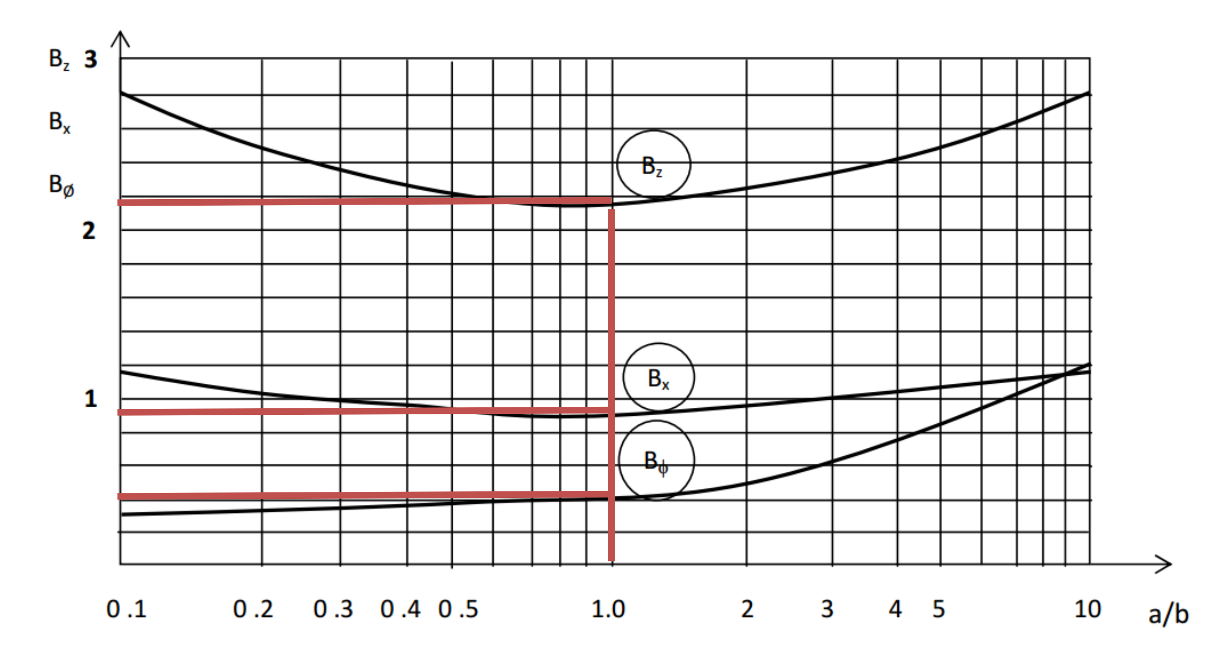


Figure 33: Abaques donnant les coefficients de Newmark β_z, β_x et β_Φ

Les valeurs des β_x, β_z *et* β_Φ seront constants tout au long de notre étude, car les semelles utilisées pour nos cas seront des semelles carrées a=b alors :

- $\beta_x = 0{,}97$
- $\beta_z = 2{,}2$
- $\beta_\Phi = 0{,}47$

La valeur retenue du facteur d'amortissement est la moitié de la valeur ci-dessus à laquelle on ajoute l'amortissement du sol de 5% :

$$\xi = \frac{\eta}{2} + 5\% \ \leq 30\%$$

II. Méthode de Deleuze : [1967]

Dans une analyse de l'interaction sol-structure, les coefficients dynamiques de la rigidité du sol à l'origine dépendent de la fréquence, selon la méthode de Deleuze, on peut calculer les rigidités et l'amortissement **géométrique d'une manière précise.** Cette méthode peut être appliquée dans le cas où les fondations, circulaires ou assimilées, peuvent être considérées comme superficielles et suffisamment rigides. Le sol est représenté par un système de ressorts qui relient le ou les nœuds représentatifs de la fondation de l'ouvrage au repère de sol en champ libre.

Les coefficients de raideurs et les amortissements géométriques en fonction des coefficients de transmittance f sont donnés dans le tableau suivant :

Mouvement	Raideurs	Amortissements géométriques
Vertical	$k_v = Gr_0 \frac{f_{V1}}{f_{V1}^2 + f_{V2}^2}$	$\eta_V = -\frac{f_{V2}}{2f_{V1}}$
Horizontal	$k_h = Gr_0 \frac{f_{H1}}{f_{H1}^2 + f_{H2}^2}$	$\eta_H = -\frac{f_{H2}}{2f_{H1}}$
Balancement	$k_\Phi = Gr_0^3 \frac{f_{R1}}{f_{R1}^2 + f_{R2}^2}$	$\eta_\Phi = -\frac{f_{R2}}{2f_{R1}}$

Tableau 8: les différents raideurs et facteurs d'amortissement selon la méthode DELEUZE

Deleuze a établi des tableaux donnant des coefficients de transmittance f_V (translation verticale), f_H (translation horizontale) et f_Φ (rotation autour d'un axe horizontal, balancement). Pour établir ces coefficients Deleuze a utilisé les hypothèses suivantes :

- Le sol est un solide semi-infini, élastique et homogène, isotrope et limité par un plan.
- La réaction de sol sous la fondation est linéaire. Les déplacements du nœud de la fondation sont assimilés à ceux du centre d'inertie de la fondation, la rotation de la fondation est celle du plan moyen de la surface d'appui
- L'amortissement géométrique correspond au rayonnement des ondes dans le sol

Les tableaux suivants illustrent les différentes valeurs des transmittances (vertical, horizontal et rotation) :

a_0	v=0,01		v=0,25		v=0,5	
	fv1	fv2	fv1	fv2	fv1	fv2
0	0,2675	0	0,2026	0	0,1351	0
0,25	0,2533	-0,0518	0,1928	-0,00365	0,1285	-0,0258
0,5	0,2356	-0,0985	0,1818	-0,0698	0,1211	-0,0495
0,75	0,2032	-0,1355	0,1604	-0,0971	0,1066	-0,0695
1	0,1629	-0,16	0,1332	-0,1165	0,0878	-0,0888
1,25	0,1202	-0,1709	0,1034	-0,127	0,0669	-0,0935
1,5	0,0799	-0,1691	0,0743	-0,129	0,0457	-0,0969
1,75	0,0459	-0,157	0,0484	-0,1236	0,0259	-0,0949
2	0,0206	-0,1381	0,0274	-0,1128	0,009	-0,0887

Tableau 9: Coefficients de transmittance verticale f_v du sol

a_0	v=0,01		v=0,25		v=0,4		v=0,5	
	fH1	fH2	fH1	fH2	fH1	fH2	fH1	fH2
0	0,2688	0	0,2364	0	0,2161	0	0,2026	0
0,25	0,2636	-0,0404	0,2324	-0,0323	0,2127	0,0281	0,1995	-0,0259
0,5	0,2491	-0,0779	0,2215	-0,0625	0,2034	-0,0546	0,191	-0,0502
0,75	0,2267	-0,1099	0,2045	-0,089	0,1889	-0,078	0,1778	-0,0718
1	0,1988	-0,1346	0,1833	-0,1103	0,1707	-0,0971	0,161	-0,0894
1,25	0,1684	-0,152	0,1597	-0,1257	0,1504	-0,1112	0,1424	-0,1025
1,5	0,1377	-0,159	0,1354	-0,1349	0,1294	-0,12	0,1231	-0,1108
1,75	0,1087	-0,1596	0,1118	-0,1348	0,1089	-0,124	0,1043	-0,1146
2	0,0829	-0,1542	0,0899	-0,1369	0,0997	-0,01236	0,0866	-0,1144

Tableau 10: Coefficients de transmittance horizontale f_h du sol

a_0	v=0,01		v=0,25		v=0,4		v=0,5	
	fR1	fR2	fR1	fR2	fR1	fR2	fR1	fR2
0	0,428	0	0,3242	0	0,2594	0	0,2161	0
0,25	0,4361	-0,0018	0,3295	-0,0001	0,2635	-0,0008	0,2197	-0,0007
0,5	0,4587	-0,0137	0,3445	-0,0085	0,2752	-0,0063	0,2299	-0,0053
0,75	0,4874	-0,0435	0,3642	-0,027	0,2908	-0,0202	0,2437	-0,017
1	0,5128	-0,0941	0,3831	-0,059	0,3064	-0,0445	0,2577	-0,0376
1,25	0,5252	-0,1632	0,3952	-0,1039	0,3174	-0,0788	0,2683	-0,067
1,5	0,516	-0,2434	0,3949	-0,1578	0,3196	-0,1208	0,2719	-0,1033
1,75	0,4801	-0,324	0,3782	-0,2147	0,3098	-0,1664	0,2655	-0,1434
2	0,4177	-0,3931	0,3439	-0,2674	0,2863	-0,2102	0,2477	-0,1829

Tableau 11: Coefficients de transmittance en rotation f_r du sol

Remarque :

- Lorsque les valeurs numériques des paramètres ne figurent pas dans les tableaux une interpolation linéaire est effectuée à partir des valeurs les plus proches.
- Pour étudier des différentes cas, nous avons besoin de calculer à chaque fois les rigidités, et par conséquent, nous devons interpoler à chaque fois le coefficient de poisson ν et le paramètre a_0, ce qui semble une tâche délicate en raison de la diversité des cas et des rigidités, c'est pour cela, que nous avons programmé sur EXCEL à l'aide de VBA un programme qui permet d'interpoler afin d'optimiser nos calculs.

Avec r_0 : rayon du cercle équivalent d'une fondation circulaire ; il est calculé comme suit :

- Pour les raideurs en translation : l'aire du cercle équivalent est égale à l'aire de la surface d'appui : $r_0 = \sqrt{\frac{ba}{\pi}}$
- Pour les raideurs en rotations (balancement) : le moment d'inertie de la surface du cercle équivalent est égal au moment d'inertie de la surface d'appui de la fondation, rapporté à l'axe perpendiculaire à la composante passant par le centre de gravité de la surface, soit
  - ✓ en balancement : $r_0 = \sqrt[4]{\frac{ba^3}{3\pi}}$
  - ✓ en torsion : $r_0 = \sqrt[4]{\frac{ba(a^2+b^2)}{6\pi}}$

$a_0 = 2\pi f r_0\sqrt{\frac{\rho}{G}}$: Paramètre utilisé dans les tableaux des coefficients de transmittance.

En pratique cette méthode est applicable si $a_0 \leq 2$. Celle-ci n'est applicable que si le rayon de fondation est suffisamment petit devant la longueur d'onde dans le sol.

L'amortissement s'obtient avec les formules suivantes :

- ✓ Vertical : $\xi_v = \frac{1}{2}\eta_v + 5\% \leq 30\%$
- ✓ Horizontal : $\xi_H = \frac{1}{2}\eta_H + 5\% \leq 30\%$
- ✓ Rotation : $\xi_\Phi = \frac{1}{2}\eta_\Phi + 5\% \leq 30\%$

Ces formules donnent les raideurs et les amortissements réduits d'un ressort unique. Si le modèle ISS est celui des ressorts répartis, les raideurs correspondantes sont obtenues en privilégiant la direction horizontale et la direction verticale, dont les déplacements sont issus d'une rotation :

- direction horizontal :$\frac{K_H}{S}$
- direction vertical :$\frac{K_\Phi}{I}$

Avec : S : surface de la fondation et I : inertie de la fondation

a : dimension parallèle à la direction du séisme ;
b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme ;
R_0 : rayon du cercle équivalent d'une fondation circulaire (voir tableau II.2) ;
ρ : masse volumique du sol ;
G : module de cisaillement dynamique du sol ;
f : fréquence du mode de vibration fondamental dans la direction de séisme considéré,

III. Guide du SETRA :

Pour les semelles superficielles, dans le cas de structures simples à peu de degrés de liberté et des sols de stratigraphie régulière, l'interaction sol/structure peut être modélisée à l'aide de raideurs (ressorts K) et d'amortisseurs (amortisseurs C), pour une fondation circulaire équivalente reposant sur un demi-espace élastique, sont données ci-après :

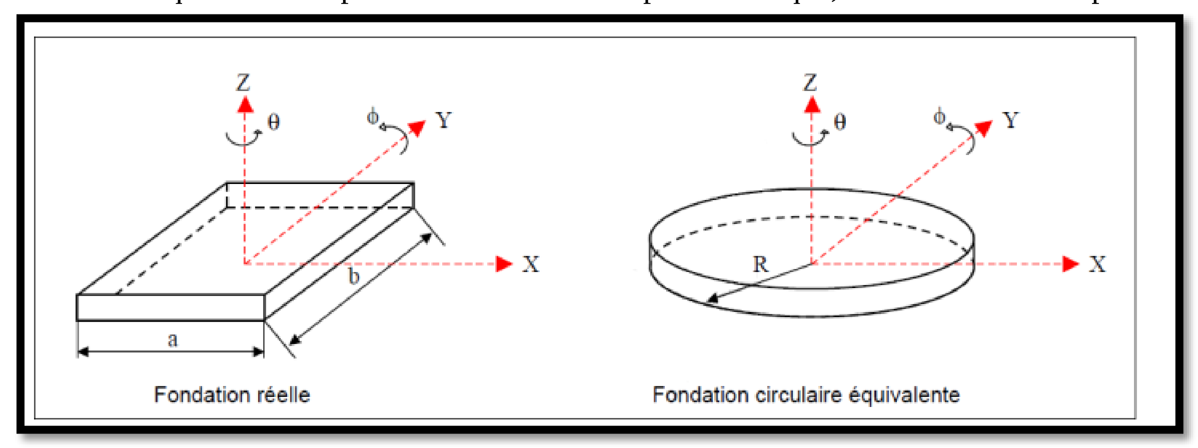


Figure 34: Définition des paramètres utilisés dans les formules du guide SETRA

Raideurs	Amortissements
$k_v = \frac{4GR}{1-\nu}$	$C_v = 0{,}85 k_v \frac{R}{V_s}$
$k_x = \frac{8GR}{2-\nu}$	$C_x = 0{,}576 k_x \frac{R}{V_s}$
$k_\Phi = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$	$C_\Phi = \frac{0{,}3\sqrt{B_\Phi}}{1+B_\Phi} k_\Phi \frac{R}{V_s}$ avec $B_\Phi = \frac{2I_\Phi}{8\rho R^5}$
$k_\theta = \frac{16GR^3}{3}$	$C_\theta = \frac{0{,}3}{1+B_\theta} k_\theta \frac{R}{V_s}$ avec $B_\theta = \frac{3(1-\nu)I_\theta}{8\rho R^5}$

Tableau 12: Les différents raideurs et amortissement selon le guide du SETRA

Vis-à-vis des raideurs associées aux degrés de liberté de translation, la fondation circulaire offre la même section que la fondation réelle soit $\pi R^2 = a \times b$. Vis-à-vis de chaque degré de liberté de rotation, la fondation circulaire équivalente est celle qui présente la même inertie,

soit $\pi R^4 = \frac{a \times b^3}{12*}$ pour la rotation autour de l'axe Ox

et $\pi R^4 = \frac{b \times a^3}{12*}$ pour la rotation autour de l'axe Oy.

- G le module de cisaillement
- ν le coefficient de poisson
- ρ la masse volumique du sol
- I_Φ et I_θ les moments d'inertie de l'ouvrage pour le balancement et la torsion respectivement
- V_S la vitesse des ondes de cisaillement

IV. Comparaison des méthodes :

Afin de choisir la méthode convenable à notre étude, on doit comparer tout d'abord ces méthodes tout en présentant les avantages et les inconvénients de chacune dans le tableau ci-dessous :

Les méthodes	Avantages	Inconvénients
NEWMARK-ROSENBLUETH	• Calcul simple et rapide • Fondation circulaire et rectangulaire	• Monocouche • Nécessite de connaitre la masse et l'inertie de la structure
DELEUZE	• Dépend de la fréquence du mode fondamental de l'ouvrage	• Monocouche • Calcul plus long car nécessite la détermination de coefficient de transmittance. • Nécessite le calcul d'un rayon équivalent dans le cas d'une fondation rectangulaire • $a_0 = 2\pi f r_0 \sqrt{\frac{\rho}{G}}$ doit être inférieur à 2 ce qui limite l'utilisation de cette méthode.
Guide du SETRA	• Calcul simple et rapide	• Monocouche • Nécessite le calcul d'un rayon équivalent dans le cas d'une fondation rectangulaire

Tableau 13: Avantages et inconvénients des différentes formules de calcul de raideur et d'amortissement

On constate que ces méthodes ne sont applicables que pour des monocouches. Or dans la réalité il arrive très souvent que l'on ait affaire à un sol possédant plusieurs couches. Le PS 92 donne des formules pour calculer des caractéristiques équivalentes pour un profil stratifié dont les caractéristiques mécaniques varient peu d'une couche à l'autre.

Pour la masse volumique du sol : $\rho_s = \frac{\sum \rho_i H_i}{\sum H_i}$

Pour le module de cisaillement du sol : $G_s = \frac{\sum G_i H_i}{\sum H_i}$

Avec Hi, ρi et Gi les paramètres relatifs à la couche i.

D'après l'AFPS, les formules d'homogénéisation des couches de sol pour revenir à un modèle simple monocouche sont à utiliser avec précaution. En effet, ces méthodes sont limitées pour des profils de sols ou le contraste des propriétés au sein des différentes couches n'est pas important (rapport des Vs entre 2 couches compris entre 0,5 et 2).

Chapitre VII : Modélisation avec prise en compte de l'interaction sol-structure

I. Introduction :

Pour la plus part des études sismiques, on considère la structure ancrée à sa base dans un milieu infiniment rigide, sans tenir en compte la souplesse et la flexibilité du sol et les éléments de fondation, et sa capacité à dissiper une partie de l'énergie sismique qui peut conduire à des résultats sensiblement différents.

Ce travail consiste à calculer la réponse de la structure (avec et sans ISS) en terme des périodes fondamentales pour différents types de sites, ainsi que l'effort tranchant à la base de la structure; les déplacements et les déplacements inter-étages dans le plan du portique; puis on va étudier l'influence de la hauteur du bâtiment sur les paramètres de la réponse dynamique (période et déplacement).

En un premier lieu, nous traiterons la modélisation d'un portique étagé (4 cas) sans tenir compte de l'effet d'interaction sol-structure dans les différents sites par l'utilisation de spectre de réponse associé à chaque site.

En seconde lieu, la même structure sera modélisée en tenant compte de l'effet d'interaction sol-structure, respectivement pour les différents sites.

Les réponses sismique avec et sans interaction sol-structure seront étudiées et comparées à l'aide du logiciel de calcul de structure ETABS, dans lequel les effets du sol sur les fondations, ont été représentés par des ressorts linéaires, cette analyse numérique sur le logiciel va nous permettre de déterminer les périodes pour chaque mode propre, les déplacements latéraux, et déterminer les spectres de réponse, l'effort tranchant à la base et les différentes déformées.

Remarque :

On va expliciter par la suite la manière dont on a modélisé nos structures sur le logiciel.

II. Classification des sites selon le RPS 2011 :

La classification des sites est déterminée sur la base des paramètres géotechniques résultant de la reconnaissance des sols qui le constituent. Selon RPS 2011, le sol est classé en 5 sites dont on va s'intéresser que pour les 4 premiers : le sol S_1, le sol S_2, le sol S_3, le sol S_4.

- ***Le sol S_1 (site rocheux):*** roche ou autre formation géologique sain à moins de 3 m de la fondation caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_S \geq 760$ *m/s*.
- ***Le sol S_2 (site ferme)*** : rocher altéré , sols cohérents très raides,sols pulvérulents très denses , marnes ou argiles très consolidés (la vitesse des ondes de cisaillement V_S atteint au moins 360*m/s*)
- ***Le sol S_3 (site meuble)*** **:** dépôt de gravier ou sable moyennement compacts ou argile moyennement raide dont les épaisseurs varient de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres, où la vitesse des ondes de cisaillement est d'au moins 180*m/s*
- ***Le sol S_4 (site mou)*** **:** ce sol est constitué par des dépôts de sables lâches, sans ou avec présence de couche d'argile molle, Ou dépôt d'argile molle à moyennement raide, ou tout sol de profondeur de plus de 3 m ayant un teneur en eau w> 40% et indice de plasticité PI > 20. où V_S est inférieure à 180*m/s* sur les vingt premiers mètres, ce sol peut aussi être constitué de sols cohérents de faible raideur.

N.B :

Le site ferme va être éliminé par la suite en raison que les résultats obtenus pour ce site seront proches à ceux du site rocheux, et par conséquent, notre étude sera restreinte sur trois sites (rocheux, meuble et mou).

III. Présentation de la structure :

Dans un premier temps, nous traitons un cas simple qui consiste en un portique en béton armé de 6,0 m d'ouverture. Les poteaux de 3m de hauteur, ont une section de 0,3×0,3 m². La structure repose sur des semelles superficielles en béton de section carrée qu'on va les pré-dimensionner dépendamment des charges appliquées. Ensuite, on va généraliser le travail pour une large gamme de structures bidimensionnelles comportant plusieurs étages et plusieurs travées. Le sol est supposé homogène avec un comportement élastique linéaire.

Ces structures ont été choisies pour effectuer une étude paramétrique pour évaluer le comportement dynamique d'une structure de bâtiment en vibrations forcées, Chaque structure est soumise aux charges dynamiques déduites à partir du spectre de réponse du code Marocain RPS2011 .

La structure est classée dans les bâtiments de classe III et supposée être implantée en zone de moyenne sismicité (zone II).

Dans le cas sans ISS, on utilisera l'hypothèse de l'encastrement parfait à sa base. Il s'agit donc du modèle utilisé classiquement pour les bâtiments courants. Les propriétés mécaniques de structure donnent comme suit ; module d'élasticité : E_b= 32000Mpa, coefficient de poisson ν= 0.2.

Les charges appliquées sur chaque travée :

- ✓ **Charge permanente G= 40 kN/m**
- ✓ **Charge d'exploitation Q=10 kN/m**

La réponse de la structure est évaluée en considérant les spectres de calcul associés aux différentes catégories de site qu'on va les insérer sur le code du calcul ETABS afin d'entamer nos calculs.

Caractéristiques des différentes catégories de site :

Le module dynamique mesuré par les essais in-situ est une mesure sous sollicitations faibles, pour lesquelles les modules d'élasticité E et de cisaillement G sont élevés. On sait que sous sollicitations fortes (déformation induite par le séisme), le module de cisaillement G à prendre en compte est plus faible que celui sous sollicitations faibles. En raison, de tenir compte des déformations engendrées par les ondes sismiques.

Dans la modélisation de l'ISS, on doit tenir compte la diminution du module de déformation avec l'augmentation du niveau de déformation. Pour cela, l'Eurocode 8-5 propose de déterminer cette valeur à partir du module tangent G_{max}, auquel on applique un coefficient réducteur en fonction de l'accélération du sol (tableau 11).

Rapport d'accélération αS	$\frac{G_s}{G_{s,max}}$
0,1	0,8 (±0,10)
0,2	0,5 (±0,20)
0,3	0,36 (±0,20)

Tableau 14: Coefficients de réduction moyen (+- écart type) pour le module de cisaillement G

- G_{max} est le module de cisaillement moyen à faibles déformations (mesuré par les essais in-situ) qu'on va le calculer d'après la relation : $G = \rho \times V_s{}^2$
- S : Paramètre caractéristique de la classe de sol défini dans l'EN 1998-1:2004
- $\alpha = \frac{a_g}{g} = \frac{a_{gr} \times \gamma_l}{g}$: Avec $\begin{cases} a_{gr}: \text{est l'accélération au rocher} \\ \gamma_l: coefficient\ d'importance \end{cases}$

Le coefficient γ_l est donné dans le tableau suivant (§4.2.5 NF EN 1998-1 de sept 2005) :

Catégorie d'importance	Catégorie de bâtiment	γ_I
I	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par ex. les bâtiments agricoles	0,8
II	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories	1
III	Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par ex. les écoles, les salles de réunion, les institutions culturelles etc...	1,2
IV	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par ex. les hôpitaux, les casernes de pompiers, les centrales électriques etc....	1,4

Tableau 15: Coefficient d'importance en fonction des catégories du bâtiments selon NF EN 1998

Pour notre cas, on est dans la catégorie des batiments courants (catégorie II) donc

$$\gamma_I = 1$$

Par ailleurs, il est nécessaire de connaître la classe du sol (décrivant les profils stratigraphiques et prenant en compte l'influence des conditions locales de sol sur l'action sismique). On définit ainsi les classes de sol A, B, C, D et E (cf tableau 3.1 NF EN 1998-1 de septembre 2005).

Classe de sol	S
A	1
B	1,2
C	1,15
D	1,35
E	2,4

Tableau 16: le paramètre caractérisant la classe de sol **type 1 (forte sismicité - zone 5)** *selon l'EC8*

Classe de sol	S
A	1
B	1,35
C	1,5
D	1,6
E	1,8

Tableau 17: le paramètre caractérisant la classe de sol **type 2 (faible sismicité - zones 1 à 4)** *selon l'EC8*

Pour notre étude, on est dans une zone de faible sismicité donc on va travailler avec le 2ème tableau qui caractérise la classe de sol type 2 afin de déterminer le paramètre S.

Apres avoir calculé le produit αS , on effectue une interpolation linéaire pour obtenir les coefficients de réduction de G en tenant les écarts types, On obtient donc les résultats suivants :

	Rapport d'accélération αS après l'interpolation	Coefficient réducteur
Rocheux	0,1	0,7
Meuble	0,15	0,5
Mou	0,16	0,46

Tableau 18: Les rapports d'accélération et le coefficient réducteur de calcul

Les sites	densité du sol ρ (kg/m3)	Vitesse de cisaillement Vs (m/s)	$G_{s,max}$	G_s	Module de cisaillement retenu G (Mpa)	Coefficient de poisson ν	Contrainte admissible σ_{sol} (MPa)
Rocheux	2000	760	1155,2	808,64	800	0,25	0,7
Meuble	1600	180	51,84	25,92	25	0,3	0,3
Mou	1400	80	3,5	1,61	2	0,4	0,1

Tableau 19 Les caractéristiques mécaniques des différentes catégories de site

Remarque :

Les contraintes admissibles du sol (déduites de DTU 13.12 Règles pour le calcul des fondations superficielles) seront utilisées dans le pré-dimensionnement des fondations pour chaque catégorie du sol.

IV. Les études de cas à étudier :

Les études de cas, qu'on va étudier, sont des systèmes portiques en béton armé qu'on va changer à chaque fois le nombre d'étages et les travées.

1. 1^{èr} cas:

C'est un portique simple d'un système plan de deux étages composé d'une seule travée :

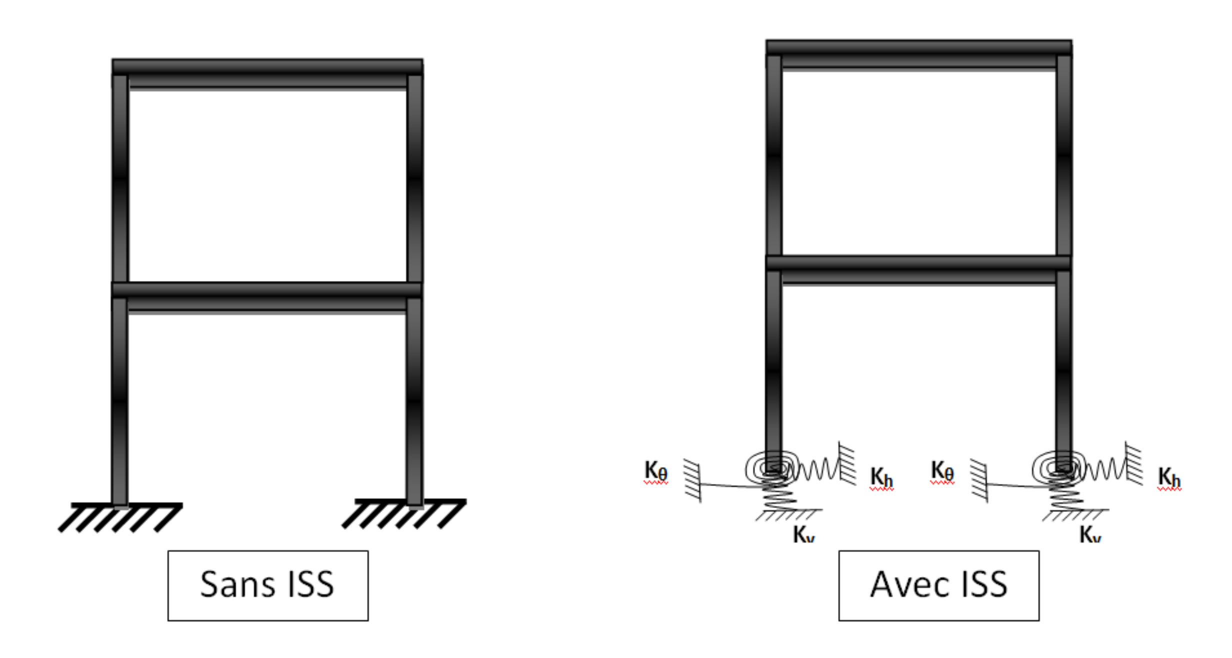


Figure 35: Modélisation portique 2 étages avec et sans ISS

2. 2ème cas :

C'est un portique simple de quatre étages

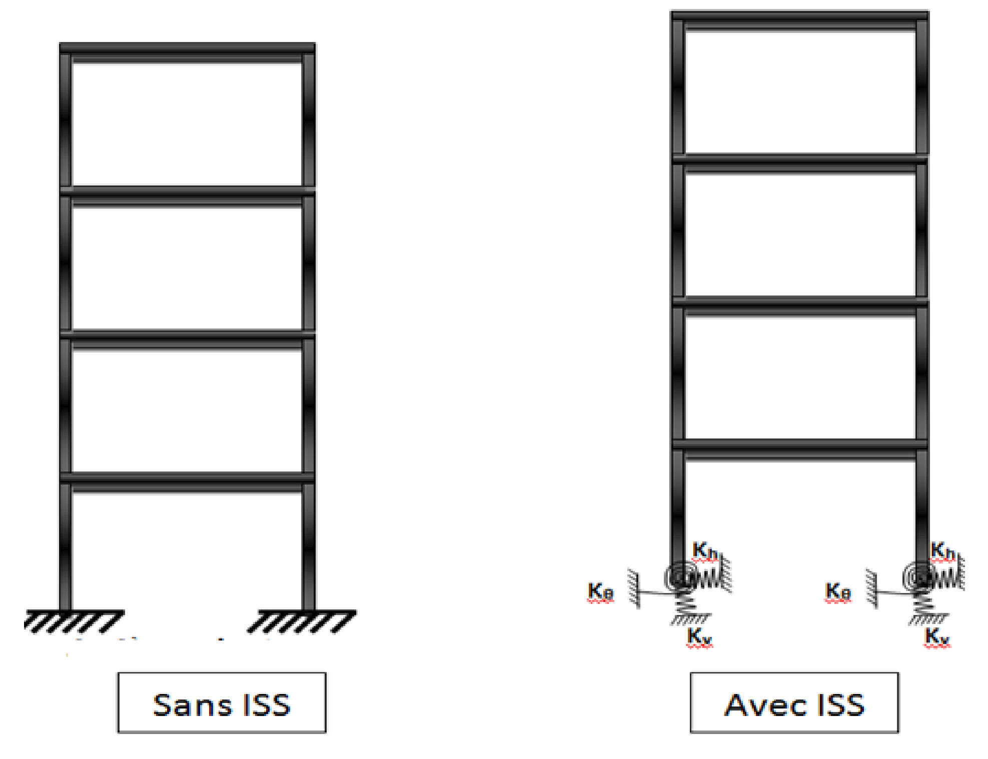


Figure 36: Modélisation portique 4 étages avec et sans ISS

3. 3ème cas :

C'est un portique simple de huit étages

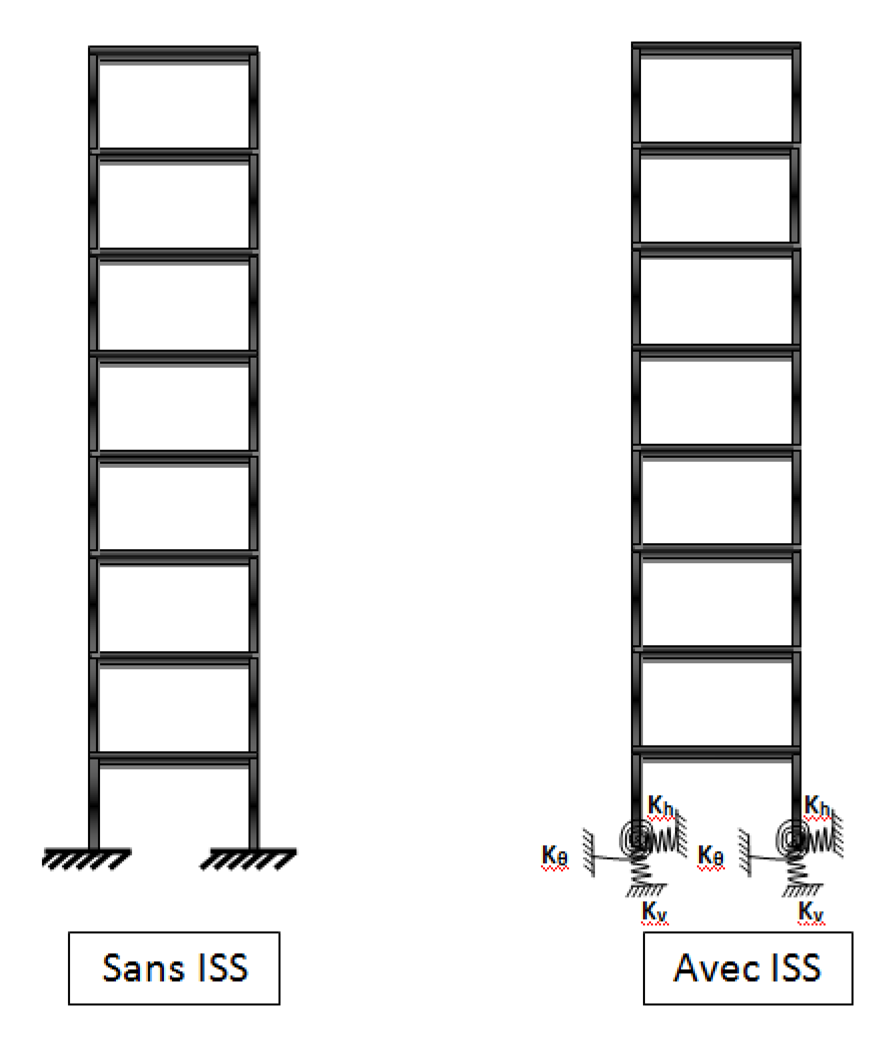


Figure 37: Modélisation portique 8 étages avec et sans ISS

4. 4ème cas :

C’est un portique à 3 travées de huit étages

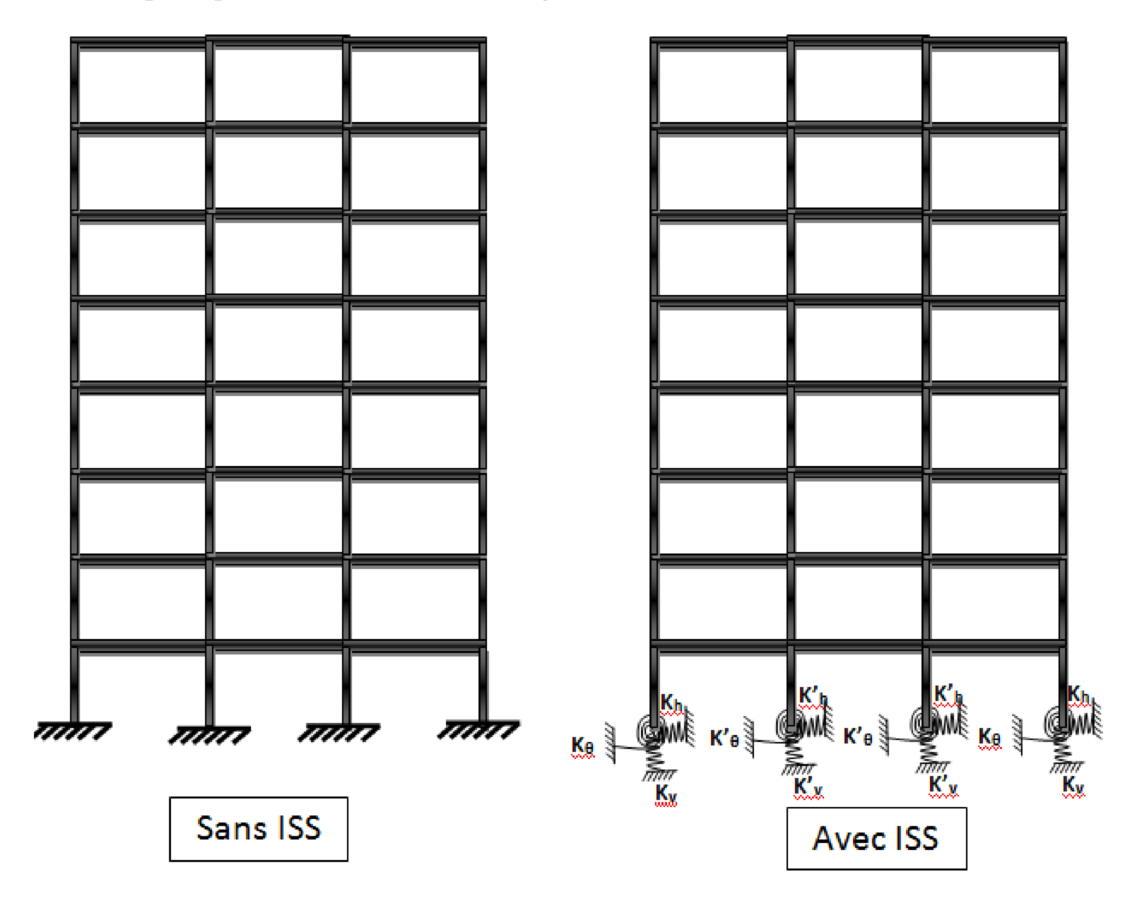


Figure 38: Modélisation portique 8 étages et 4 travées avec et sans ISS

V. Méthode de modélisation sur le logiciel ETABS :

1. Présentation du logiciel ETABS :

ETABS est un module de SAP2000, C’est un logiciel de génie civil qui permet la modélisation, l'analyse structurale et la conception des bâtiments. ETABS offre des outils de modélisation et de visualisation à base d'objets 3D inégalés, une puissance analytique linéaire et non linéaire claire, des capacités de conception sophistiquées et complètes pour une large gamme de matériaux et des écrans graphiques, des rapports, Et des dessins schématiques qui permettent aux utilisateurs de déchiffrer rapidement et facilement et facilement leurs résultats d'analyse et de conception.

2. Méthode de modélisation de l'ISS sur le logiciel:

La modélisation de la structure avec ISS s'effectue en utilisant l'option « Link/Support properties »

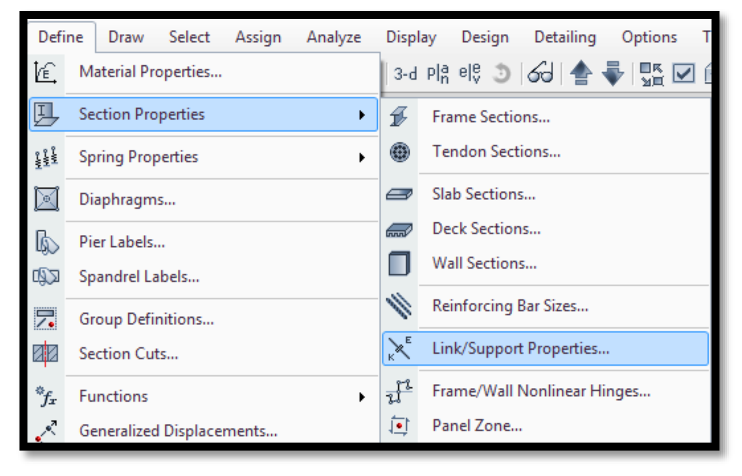


Figure 39: étape 1 pour la modélisation sur le logiciel ETABS

Puis, on clique sur l'option ' Add a new property' afin d'insérer les valeurs de rigidités et les amortissements correspondants à ce 'Link' après avoir bien sûr fixé la direction U3 et les rotations R1 et R3 vu que nos cas sont des portiques plans

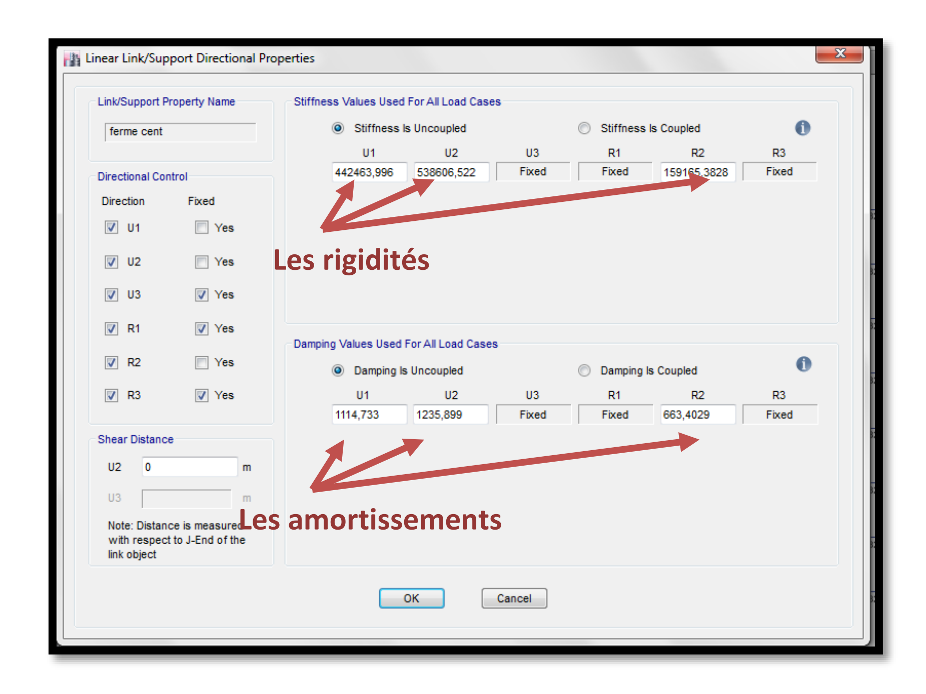


Figure 40: étape 2 pour la modélisation sur le logiciel ETABS

Ensuite, on définit un appui élastique ponctuel dans l'option « Spring properties »

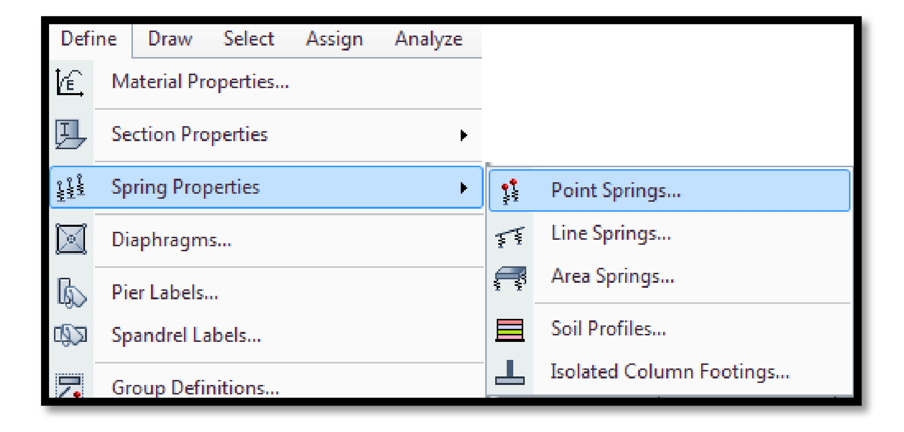


Figure 41: étape 3 pour la modélisation sur le logiciel ETABS

Puis, on associe le « link » défini précédemment à cet appui élastique en cliquant sur « Add » dans l'onglet du « Single Joint Links at point »

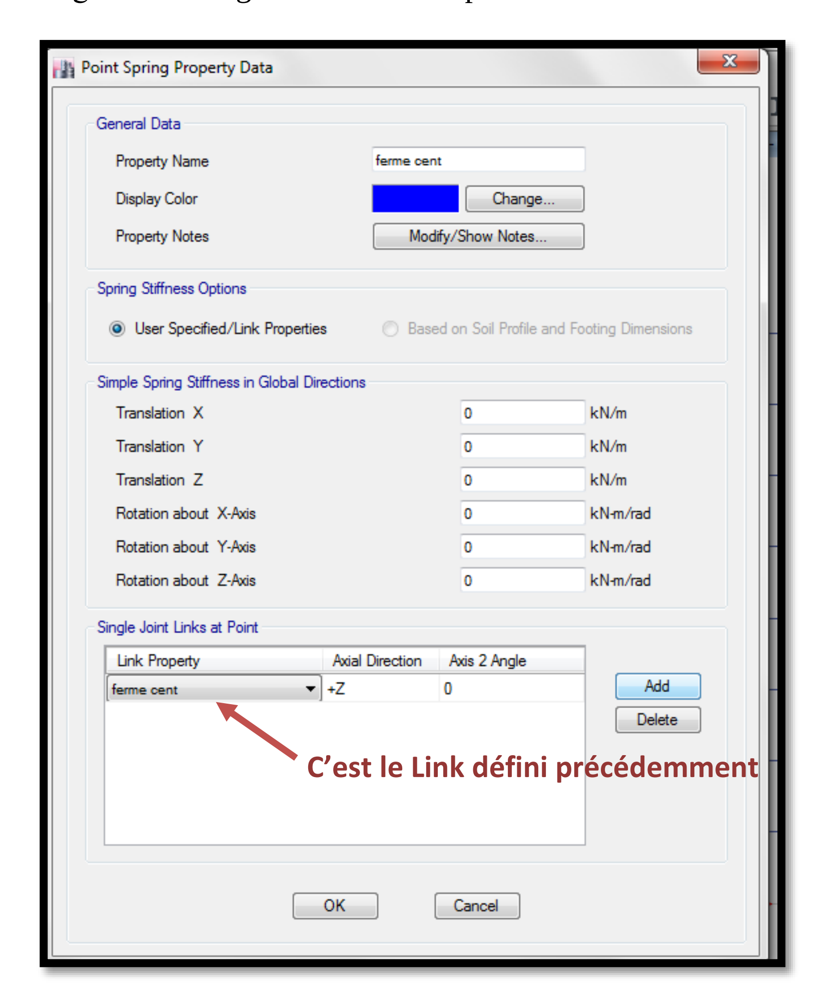


Figure 42: étape 4 pour la modélisation sur le logiciel ETABS

Remarque :

On peut définir directement les rigidités des ressorts dans l'option « spring properties » sans les associer à un « Link » mais dans ce cas là les amortissements ne seront pas tenus en compte.

Tout d'abord, avant d'entamer les calculs des raideurs, on doit pré-dimensionner les semelles pour chaque cas grâce aux descentes de charges obtenues sur le logiciel « ETABS ».

Les valeurs de la raideur globale de ressort dans les déférentes directions, pour chaque méthode, et pour chaque catégorie de site sont explicitées dans les tableaux suivants :

VI. Résultats des raideurs et des amortissements

Pour chaque cas, nous avons calculé les raideurs et les amortissements en adoptant les trois méthodes (NEWMARK-ROSENBLUETH , DELEUZE et le guide du SETRA)

Le tableau 20 représente les dimensions des semelles retenues pour le calcul des raideurs :

		Effort de compression P (kN)	Dimension de la semelle retenue a=b (m)		
			sol rocheux	sol meuble	sol mou
1èr cas		347,6859	0,7	1,3	1,8
2ème cas		695,3718	1	1,5	2,6
3ème cas		1390,7437	1,4	2,2	3,7
4ème cas	fondation latérale	1354,104	1,4	2,1	3,6
	fondation centrale	2764,1429	2	3	5,2

Tableau 20: les dimensions des semelles et les efforts de compressions

☑ 1er cas :

Méthode de NEWMARK-ROSENBLUETH :

	Les raideurs			Les amortissements		
Sites	K_h (kN/m)	K_v (kN/m)	K_Φ (kN.m/rad)	C_h (kN s /m)	C_v (kN s /m)	C_Φ (kN s /rad)
Sol rocheux	1400000	1642666,667	182933,3333	923,186982	1161,343607	365,123951
Sol meuble	84500	102142,8571	39232,14286	297,0560547	418,826534	95,22670187
Sol mou	10080	13200	9720	125,459643	194,6774683	36,53416586

Tableau 21: Résultats des raideurs et amortissements selon NEWMARK-ROSENBLUETH pour le 1èr cas

Méthode de DELEUZE :

	Les raideurs			Les amortissements		
Sites	**K_h (kN/m)**	**K_v (kN/m)**	**K_Φ (kN.m/rad)**	**C_h (kN s /m)**	**C_v (kN s /m)**	**C_Φ (kN s /rad)**
Sol rocheux	1337237,279	1564653,662	157261,052	697,8703634	742,1474368	233,8446197
Sol meuble	80233,25776	99842,83457	33576,51179	180,5704464	211,3108735	108,2291663
Sol mou	9445,741301	12045,9407	8207,627604	24,61650748	199,2552681	54,55720321

Tableau 22: Résultats des raideurs et amortissements selon DELEUZE pour le 1èr cas

Méthode de guide SETRA :

	Les raideurs		
Sites	**K_h (kN/m)**	**K_v (kN/m)**	**K_Φ (kN.m/rad)**
Sol rocheux	1516541,601	1685046,223	181379,5125
Sol meuble	89289,13409	104778,0655	38898,90824
Sol mou	10262,31158	13540,55001	9637,439113

Tableau 23: Résultats des raideurs et amortissements selon le guide du SETRA pour le 1èr cas

Note : :
Les formules d'amortissements données dans le guide du SETRA ne semblent pas valides, les résultats étant aberrants. Utilisations des formules d'amortissement à éviter. Et par conséquent, nous allons comparer que les amortissements des méthodes de NEWMARK-ROSENBLUETH et DELEUZE.

On compare la variation des raideurs et d'amortissement à l'aide des courbes qui traduisent cette variation en fonction de la méthode adoptée et le type du sol choisi :

Figure 43: Comparaison des raideurs selon les 3 méthodes pour le 1èr cas

Figure 44: Comparaison les amortissements pour le 1èr cas

Remarque :

L'allure de la courbe des raideurs est presque la même pour toutes autres cas, alors que pour les courbes des amortissements, il y a un changement de l'allure surtout pour les amortissements de balancement.

☑ 2ème cas :

Méthode de NEWMARK-ROSENBLUETH :

	Les raideurs			Les amortissements		
Sites	K_h (kN/m)	K_v (kN/m)	K_Φ (kN.m/rad)	C_h (kN s /m)	C_v (kN s /m)	C_Φ (kN s /rad)
Sol rocheux	2000000	2346666,667	533333,3333	1639,657554	2106,04648	617,305719
Sol meuble	117000	141428,5714	104142,8571	526,2542205	756,000764	158,075815
Sol mou	14560	19066,66667	29293,33333	239,0291828	380,941588	62,7282045

Tableau 24: Résultats des raideurs et amortissements selon NEWMARK-ROSENBLUETH pour le 2ème cas

Méthode de DELEUZE :

	Les raideurs			Les amortissements		
Sites	K_h (kN/m)	K_v (kN/m)	K_Φ (kN.m/rad)	C_h (kN s /m)	C_v (kN s /m)	C_Φ (kN s /rad)
Sol rocheux	1910096,786	2233480,795	458547,8667	1173,215149	1252,15734	564,701183
Sol meuble	110955,7579	137177,6329	89248,07365	294,2686425	338,985633	249,428588
Sol mou	13603,00967	18388,96073	24886,81969	48,05903102	259,837573	133,108879

Tableau 25: Résultats des raideurs et amortissements selon DELEUZE pour le 2ème cas

Méthode de guide SETRA :

	Les raideurs		
Sites	K_h (kN/m)	K_v (kN/m)	K_Φ (kN.m/rad)
Sol rocheux	2166488,001	2407208,89	528803,2435
Sol meuble	123631,1087	145077,3215	103258,2762
Sol mou	14823,33895	19558,57223	29044,51815

Tableau 26: Résultats des raideurs selon le guide du SETRA pour le 2ème cas

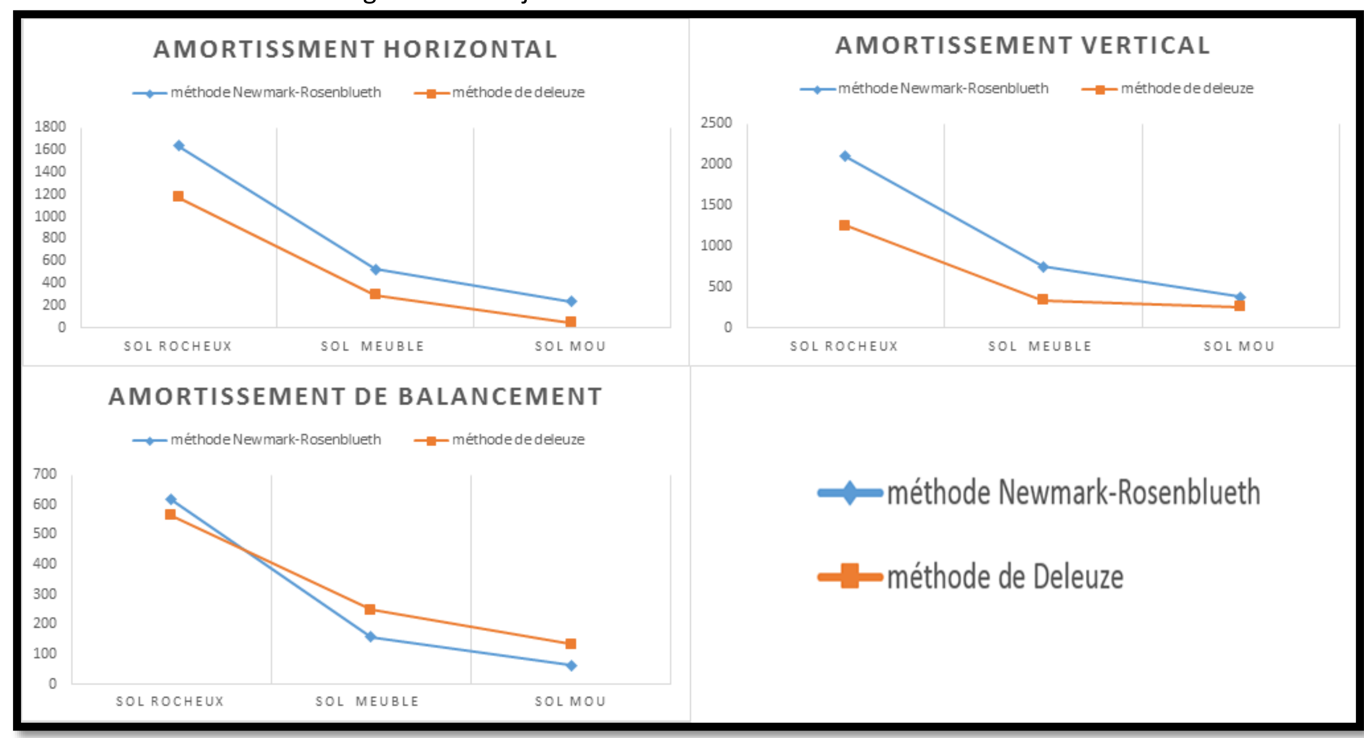


Figure 46: Comparaison des amortissements pour le 2ème cas

☑ **3ème cas :**

Méthode de NEWMARK-ROSENBLUETH :

	Les raideurs			Les amortissements		
Sites	**K_h (kN/m)**	**K_v (kN/m)**	**K_Φ (kN.m/rad)**	**C_h (kN s /m)**	**C_v (kN s /m)**	**C_Φ (kN s /rad)**
Sol rocheux	2800000	3285333,333	1463466,667	2875,932188	3763,29421	1033,27804
Sol meuble	169000	204285,7143	313857,1429	988,1253543	1458,66011	270,730476
Sol mou	20720	27133,33333	84421,66667	450,4056917	734,588705	107,245196

Tableau 27: Résultats des raideurs et amortissements selon NEWMARK-ROSENBLUETH pour le 3ème cas

Méthode de DELEUZE :

	Les raideurs			Les amortissements		
Sites	**K_h (kN/m)**	**K_v (kN/m)**	**K_Φ (kN.m/rad)**	**C_h (kN s /m)**	**C_v (kN s /m)**	**C_Φ (kN s /rad)**
Sol rocheux	2673800,556	3124515,152	1258417,303	1952,777106	2091,53328	1322,96526
Sol meuble	160109,5585	196928,9033	269251,125	491,8196078	559,462698	612,471777
Sol mou	19389,61803	26748,74482	72025,07469	110,1094266	300,235696	318,956212

Tableau 28: Résultats des raideurs et amortissements selon DELEUZE pour le 3ème cas

Méthode de guide SETRA :

	Les raideurs		
Sites	**K_h (kN/m)**	**K_v (kN/m)**	**K_Φ (kN.m/rad)**
Sol rocheux	3033083,201	3370092,446	1451036,1
Sol meuble	178578,2682	209556,131	311191,2659
Sol mou	21094,75159	27833,35279	83704,59592

Tableau 29: Résultats des raideurs selon le guide du SETRA pour le 3ème cas

☑ **4ème cas :**

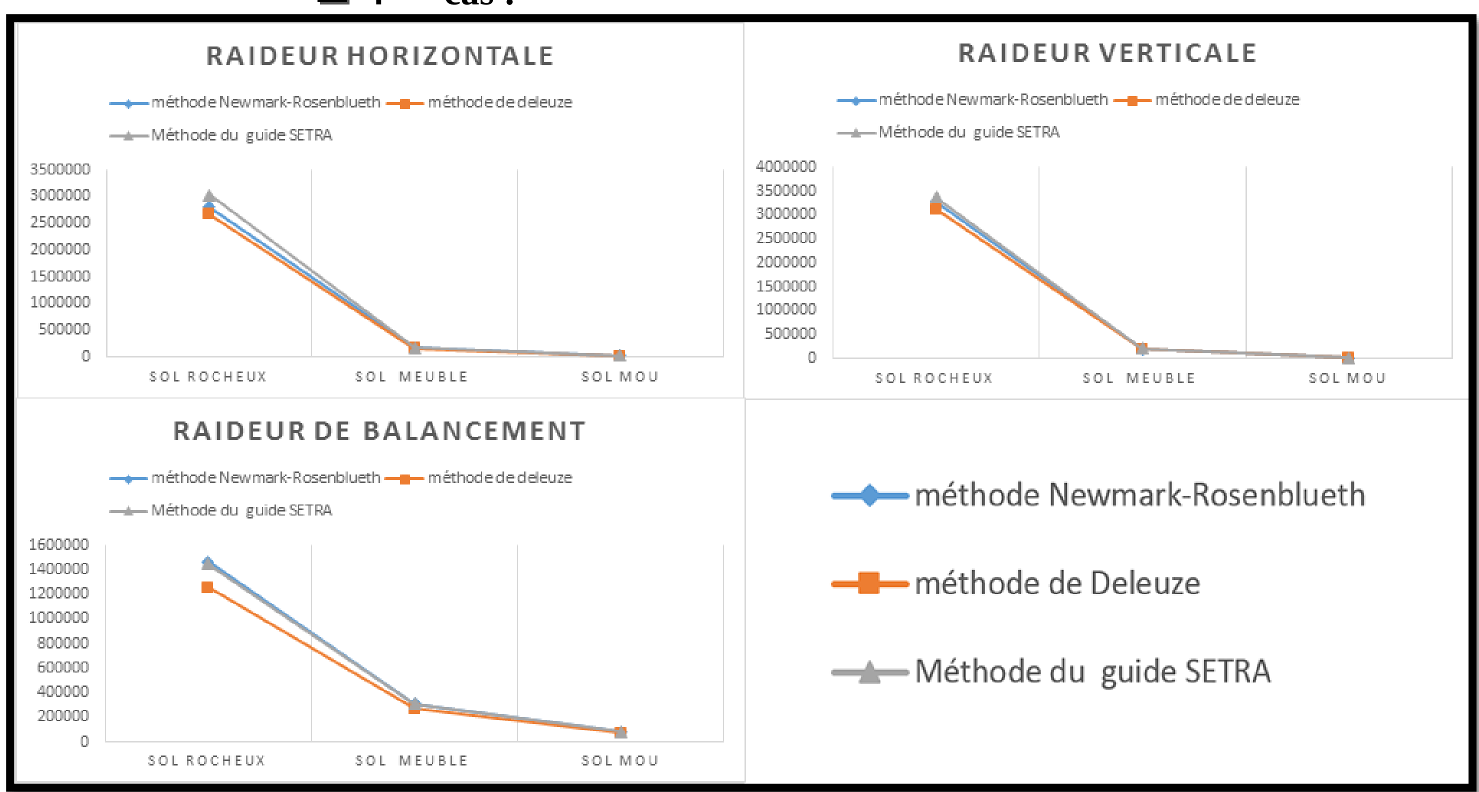


Figure 48: Comparaison des raideurs selon les 3 méthodes pour le 3ème cas

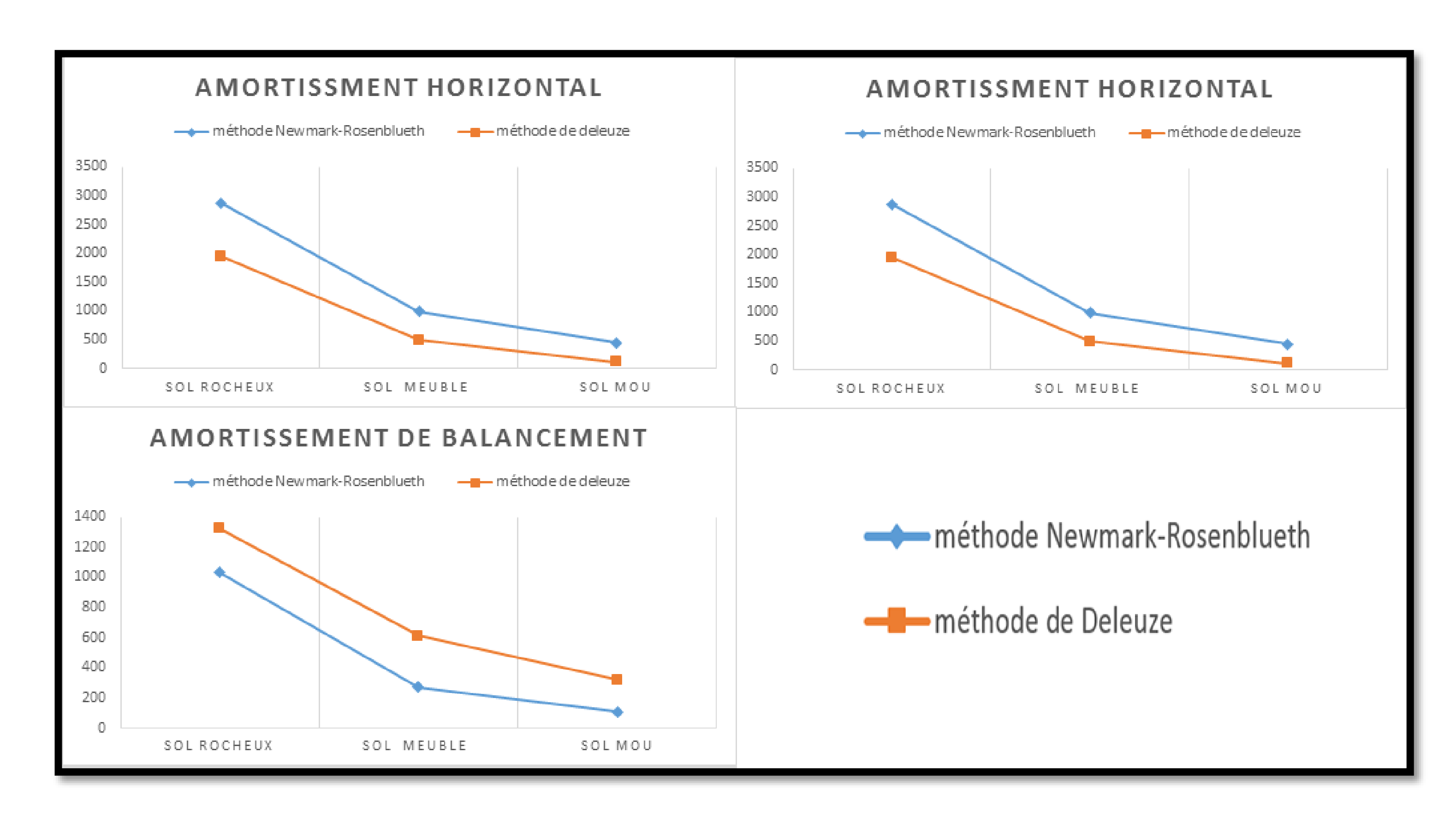


Figure 49: Comparaison des amortissements pour le 3ème cas

☑ **4ème cas :**

Méthode de NEWMARK-ROSENBLUETH :

	Les fondations centrales					
	Les raideurs			Les amortissements		
Sites	**K_h (kN/m)**	**K_v (kN/m)**	**K_Φ (kN.m/rad)**	**C_h (kN s /m)**	**C_v (kN s /m)**	**C_Φ (kN s /rad)**
Sol rocheux	4000000	4693333,333	4266666,667	5167,998568	6924,54606	1755,55371
Sol meuble	240500	290714,2857	904517,8571	1835,640824	2776,71625	471,473538
Sol mou	29120	38133,33333	234346,6667	838,8050613	1396,18985	192,098122

Tableau 30: Résultats des raideurs et amortissements pour les fondations centrales selon NEWMARK-ROSENBLUETH pour le 4ème cas

	Les fondations latérales					
	Les raideurs			Les amortissements		
Sites	K_h (kN/m)	K_v (kN/m)	K_Φ (kN.m/rad)	C_h (kN s /m)	C_v (kN s /m)	C_Φ (kN s /rad)
Sol rocheux	2800000	3285333,333	1463466,667	2849,790556	3735,10097	1019,85999
Sol meuble	169000	204285,7143	313857,1429	981,7292254	1451,77973	267,482493
Sol mou	20160	26400	77760	430,8551745	700,277141	103,608006

Tableau 31: Résultats des raideurs et amortissements pour les fondations latérales selon NEWMARK-ROSENBLUETH pour le 4ème cas

Méthode de DELEUZE :

	Les fondations centrales					
	Les raideurs			Les amortissements		
Sites	K_h (kN/m)	K_v (kN/m)	K_Φ (kN.m/rad)	C_h (kN s /m)	C_v (kN s /m)	C_Φ (kN s /rad)
Sol rocheux	3820003,74	4465617,469	3668571,255	3301,009578	3528,07008	3184,5234
Sol meuble	228033,0624	281648,5028	775305,3198	838,5070052	963,636251	1465,63455
Sol mou	27182,26836	36293,00966	198866,3335	122,1774247	794,465619	751,014183

Tableau 32: Résultats des raideurs et amortissements pour les fondations centrales selon DELEUZE pour le 4ème cas

	Les fondations latérales					
	Les raideurs			Les amortissements		
Sites	K_h (kN/m)	K_v (kN/m)	K_Φ (kN.m/rad)	C_h (kN s /m)	C_v (kN s /m)	C_Φ (kN s /rad)
Sol rocheux	2673701,226	3123824,438	1258464,792	1923,877464	2062,72152	1305,44191
Sol meuble	160082,7595	196727,7101	269297,9761	483,9371083	549,341962	604,366951
Sol mou	18861,27356	25969,16277	66257,85834	98,74016089	332,639663	302,229098

Tableau 33: Résultats des raideurs et amortissements pour les fondations latérales selon NEWMARK-ROSENBLUETH pour le 4ème cas

Méthode de guide SETRA :

	Les fondations centrales		
	Les raideurs		
Sites	K_h (kN/m)	K_v (kN/m)	K_Φ (kN.m/rad)
Sol rocheux	4332976,002	4814417,78	4230425,948
Sol meuble	254130,6124	298214,4942	896834,9563
Sol mou	29646,67791	39117,14446	232356,1452

Tableau 34: Résultats des raideurs pour les fondations centrales selon le guide du SETRA pour le 4ème cas

	Les fondations d'extrémités		
	Les raideurs		
Sites	K_h (kN/m)	K_v (kN/m)	K_Φ (kN.m/rad)
Sol rocheux	3033083,201	3370092,446	1451036,1
Sol meuble	178578,2682	209556,131	311191,2659
Sol mou	20524,62317	27081,10001	77099,5129

Tableau 35: Résultats des raideurs les fondations latérales selon le guide du SETRA pour le 4ème cas

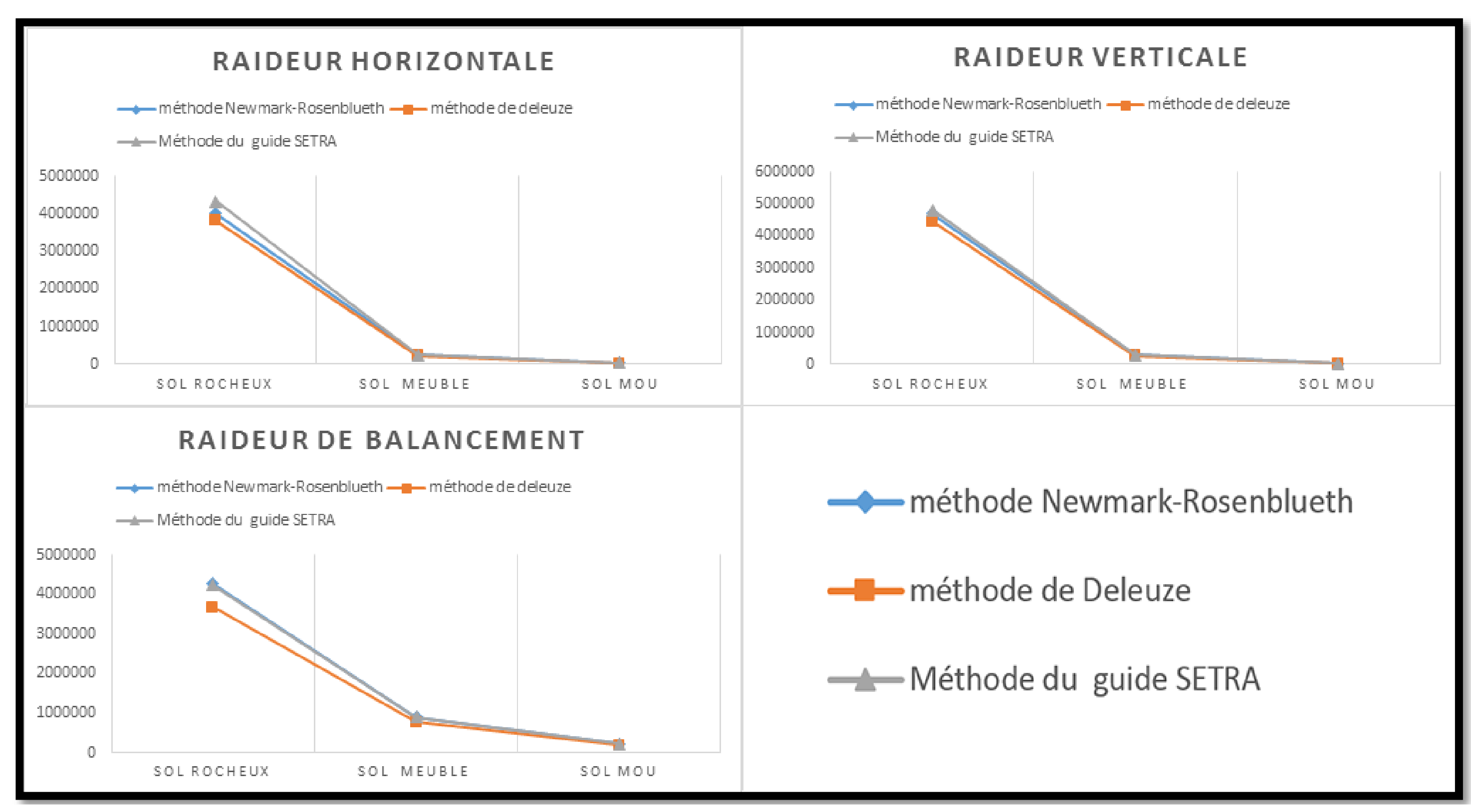


Figure 50: Comparaison des raideurs centrales selon les 3 méthodes pour le 4ème cas

RAIDEUR HORIZONTALE

méthode Newmark-Rosenblueth — méthode de deleuze — Méthode du guide SETRA

3500000 / 3000000 / 2500000 / 2000000 / 1500000 / 1000000 / 500000 / 0

SOL ROCHEUX — SOL MEUBLE — SOL MOU

RAIDEUR VERTICALE

méthode Newmark-Rosenblueth — méthode de deleuze — Méthode du guide SETRA

4000000 / 3500000 / 3000000 / 2500000 / 2000000 / 1500000 / 1000000 / 500000 / 0

SOL ROCHEUX — SOL MEUBLE — SOL MOU

RAIDEUR DE BALANCEMENT

méthode Newmark-Rosenblueth — méthode de deleuze — Méthode du guide SETRA

1600000 / 1400000 / 1200000 / 1000000 / 800000 / 600000 / 400000 / 200000 / 0

SOL ROCHEUX — SOL MEUBLE — SOL MOU

méthode Newmark-Rosenblueth

méthode de Deleuze

Méthode du guide SETRA

Figure 51: Comparaison des raideurs latérales selon les 3 méthodes pour le 4ème cas

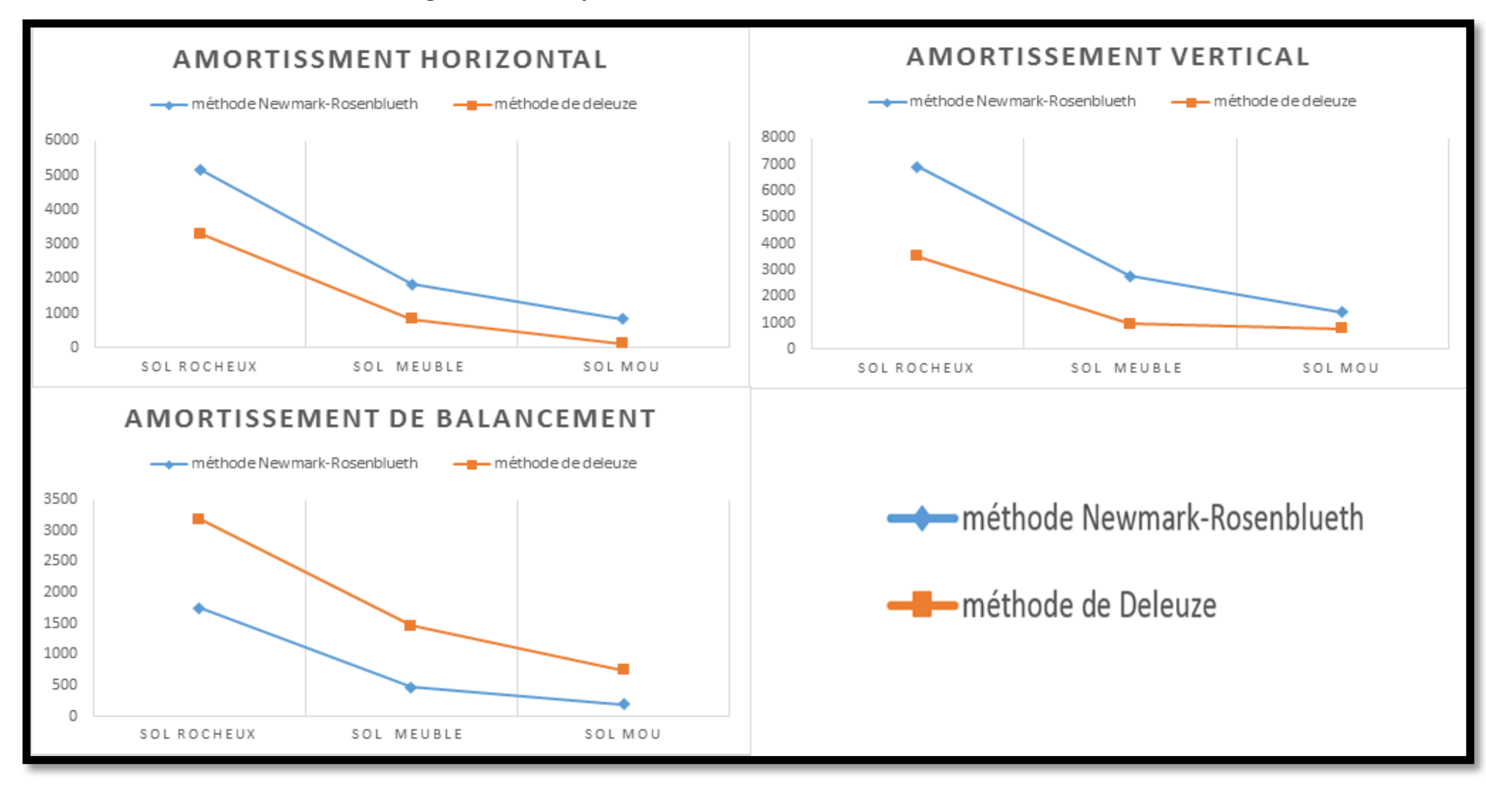


Figure 52: Comparaison des amortissements centraux pour le 4ème cas

AMORTISSMENT HORIZONTAL
méthode Newmark-Rosenblueth
méthode de deleuze
3000
2500
2000
1500
1000
500
0
SOL ROCHEUX
SOL MEUBLE
SOL MOU

AMORTISSEMENT VERTICAL
méthode Newmark-Rosenblueth
méthode de deleuze
4000
3500
3000
2500
2000
1500
1000
500
0
SOL ROCHEUX
SOL MEUBLE
SOL MOU

AMORTISSEMENT DE BALANCEMENT
méthode Newmark-Rosenblueth
méthode de deleuze
1400
1200
1000
800
600
400
200
0
SOL ROCHEUX
SOL MEUBLE
SOL MOU

méthode Newmark-Rosenblueth
méthode de Deleuze

Figure 53: Comparaison des amortissements latéraux pour le 4ème cas

Discussion :

- On remarque que les valeurs des raideurs sont très proches entre eux.
- Les raideurs obtenues de la méthode de DELEUZE sont légèrement petits par rapport aux autres méthodes.
- On remarque également une diminution des amortissements en fonction de la déformabilité du sol et une augmentation de ceux-ci avec l'élancement du bâtiment.
- Les amortissements obtenus de la méthode de DELEUZE sont inférieurs de ceux de NEWMARK-ROSENBLUETH, à part l'amortissement de balancement où on constate un dépassement de la méthode de Deleuze qui commence à partir du 1^{èr} cas pour un sol mou.

Conclusion :

- ☑ On peut dire que la méthode de DELEUZE prend en compte plusieurs paramètres, notamment la fréquence qui n'est pas prise en considération par les autres méthodes. Cependant, cette méthode exige beaucoup de calcul et d'interpolation puisqu'elle dépend des transmittances, et par conséquent, notre étude sera restreinte sur la méthode de NEWMARK-ROSENBLUETH car c'est la méthode la plus utilisée vu sa simplicité, et ne nécessite pas de calculer le rayon équivalent dans le cas des semelles rectangulaires.
- ☑ La présence de l'amortissement a pour effet d'augmenter la compression du sol. En effet, l'amortissement permet d'entraver tout mouvement du déplacement et de basculement du sol, et donc le sol doit être comprimé pour limiter son déplacement, c'est pour cela que l'amortissement diminue en fonction de la déformabilité du sol.
- ☑ Plus la hauteur du bâtiment est grand, plus on a un effort de compression au niveau du sol important, ce qui implique l'allongement de l'amortissement avec l'élancement du bâtiment.
- ☑ l'effet du non linéarité des sols dans l'Interaction Sol-Structure augmentait essentiellement dissipation (amortissement) de l'énergie.

Chapitre VIII : Résultats et interprétation sur les cas étudiées

Ensuite, on va entamer le calcul de la période fondamentale, le déplacement en tête, déplacement inter-étages et l'effort tranchant à la base sur le logiciel à l'aide des valeurs des raideurs et d'amortissements calculés précédemment, on obtient pour chaque cas les résultats suivants :

I. Résultats obtenus de la méthode NEWMARK-ROSENBLUETH :

☑ **1er cas:**

	Sans ISS			Avec ISS		
	Sol rocheux	Sol meuble	sol mou	sol rocheux	Sol meuble	sol mou
Période fondamentale T(s)	0,455	0,455	0,455	0,457	0,494	0,645
Déplacement absolu (mm)	6,166	8,608	11,064	6,202	10,279	15,814
Effort tranchant à la base F (kN)	55,9098	78,092	100,4039	55,7912	71,5306	71,3667

Tableau 36: Les résultats trouvés pour le 1èr cas

La variation de période fondamentale pour les deux cas (avec et sans ISS) est représentée par la courbe suivante :

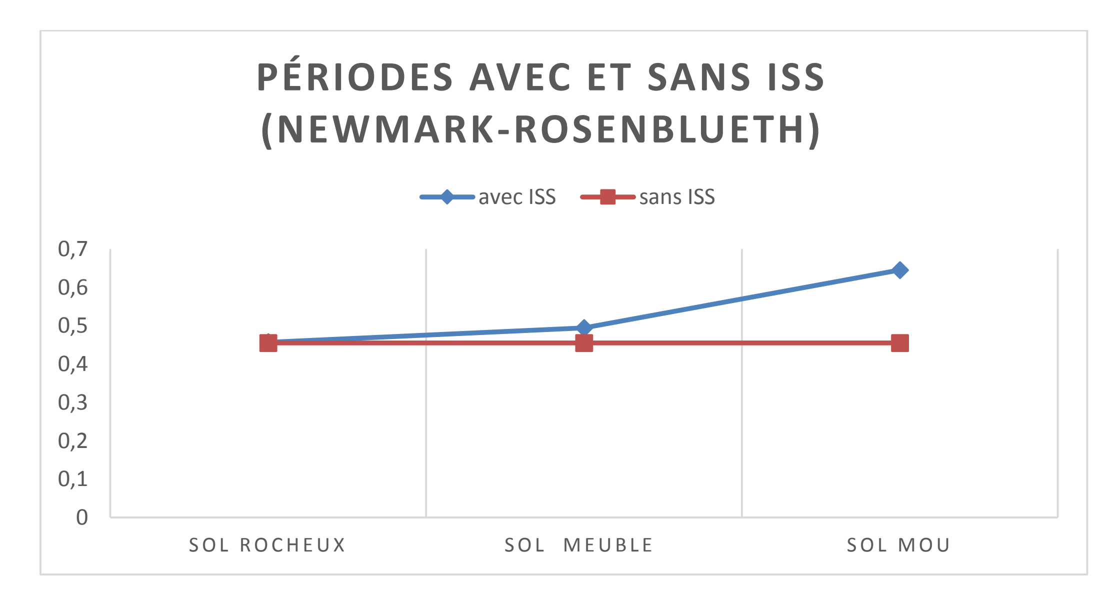


Figure 54: Évaluation de la 1ère période en fonction de site avec et sans ISS pour le 1èr cas

Concernant les déplacements latéraux pour chaque type du sol :

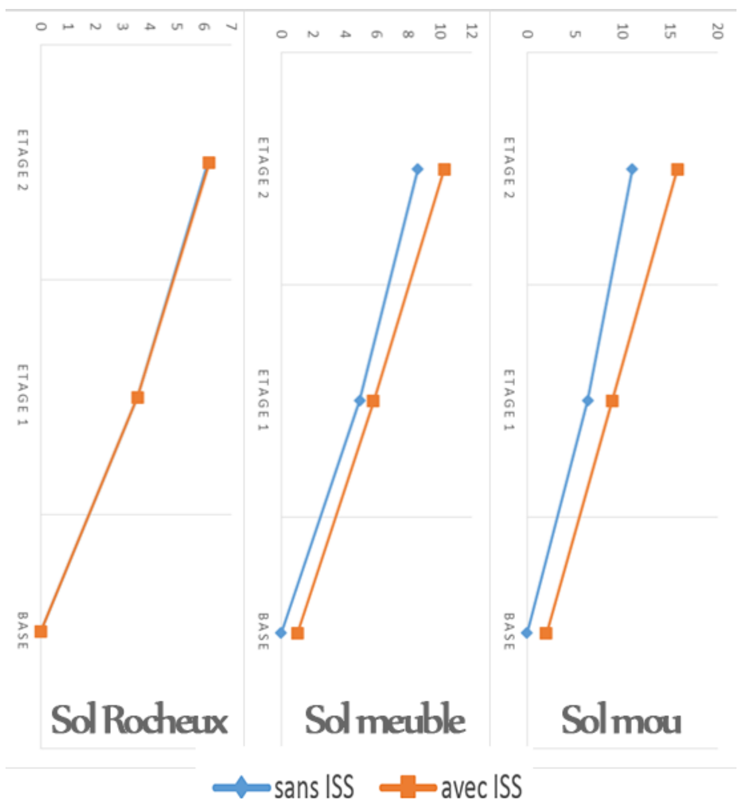


Figure 55: variation des déplacements en fonction de site avec et sans ISS pour le 1èr cas

L'effort tranchant à la base est représenté par le graphe suivant :

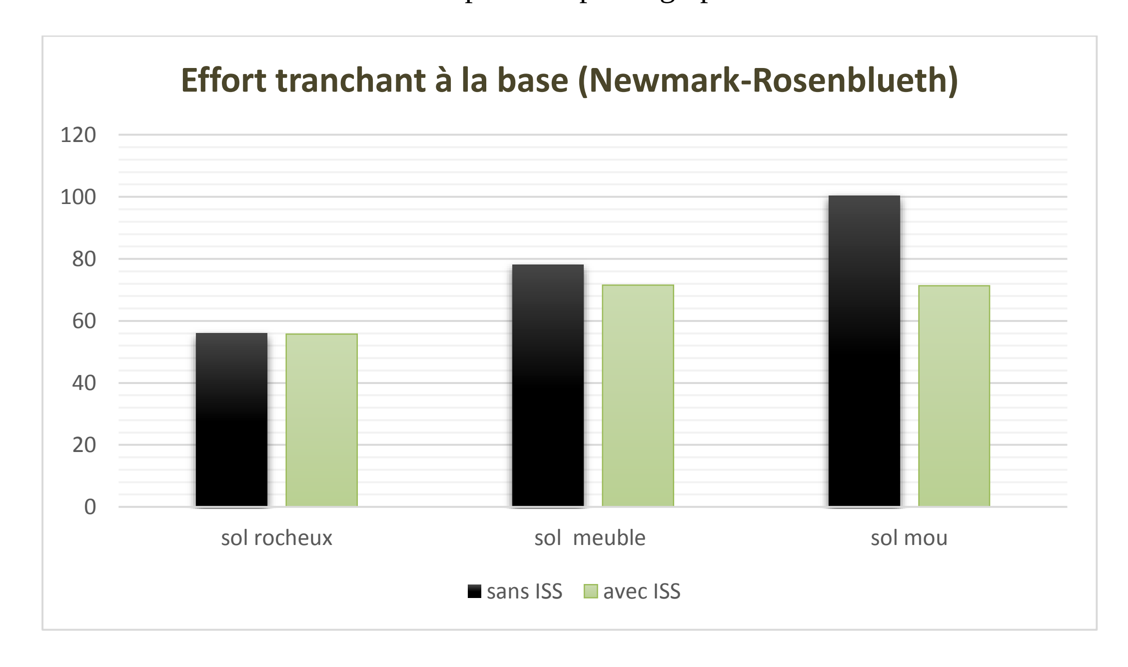


Figure 56: Effort tranchant à la base en fonction du site avec et sans ISS pour le 1èr cas

Type du site	Les étages	Sans ISS	Avec ISS	Déplacement admissible (mm)	Vérification
Rocheux	étage 1	2,619	2,636	15	OK
	RDC	3,547	3,557	15	OK
Meuble	étage 1	3,652	4,458	15	OK
	RDC	4,956	4,778	15	OK
Mou	étage 1	4,689	6,871	15	OK
	RDC	6,375	6,885	15	OK

Tableau 37: Vérification des déplacements inter-étages avec et sans ISS pour le 1èr cas

Puis, on va effectuer une comparaison en étudiant la variation de la période fondamentale, le déplacement en tête et l'effort tranchant à la base pour chaque site :

Comparaison des périodes		
1,004395604	1,08571429	1,4175824
Comparaison des déplacements		
1,005838469	1,19412175	1,4293203
Comparaison des efforts tranchants		
1,002125783	1,09172857	1,4068732

Tableau 38: Comparaison des déplacements et les efforts tranchants pour chaque catégorie du site pour le 1èr cas

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS, la période propre reste fixe peu importe le site, et dans le cas avec ISS il y a une augmentation de la période en fonction du site, on constate pour cette cas une augmentation de 0,4% pour le site 1, 8,5% pour le site 2 et 41,76% pour le site 3.
- Pour le déplacement, il y a un allongement pour les deux cas : avec et sans ISS. De plus, cette augmentation est notable dans le cas avec ISS surtout pour un site très meuble (mou). La comparaison entre le site sans ISS et avec ISS montre que le déplacement en tête augmente de 0,5% pour le site 1, 19,4% pour le site 2 et 42,93% pour le site 3.
- Le déplacement inter-étage qui le déplacement relatif entre deux étages successifs est inférieur au déplacement admissible ($d_{adm} = 0,01 \times \frac{h}{K}$ avec h=3m :la hauteur de l'étage et K=2 : c'est le coefficient de comportement) pour les deux cas et pour touts les sites.

❖ On constate que plus le sol est déformable, plus l'effort tranchant à la base augmente dans les deux cas : sans ISS et avec ISS. Cependant, il y a une réduction de cet effort des sites en ISS par rapport aux sites avec ISS de 0,2% pour le site 1, 9,2% pour le site 2, et 40,7% pour le site 3.

☑ **2ème cas :**

	Sans ISS			Avec ISS		
	Sol rocheux	**Sol meuble**	**Sol mou**	**Sol rocheux**	**Sol meuble**	**Sol mou**
Période fondamentale T(s)	0,848	0,848	0,848	0,852	0,984	1,269
déplacement absolu (mm)	15,104	21,156	27,204	15,219	25,445	44,912
Effort tranchant à la base F (kN)	71,68	100,352	129,024	71,4495	90,4157	91,5226

Tableau 39: Les résultats trouvés pour le 2ème cas

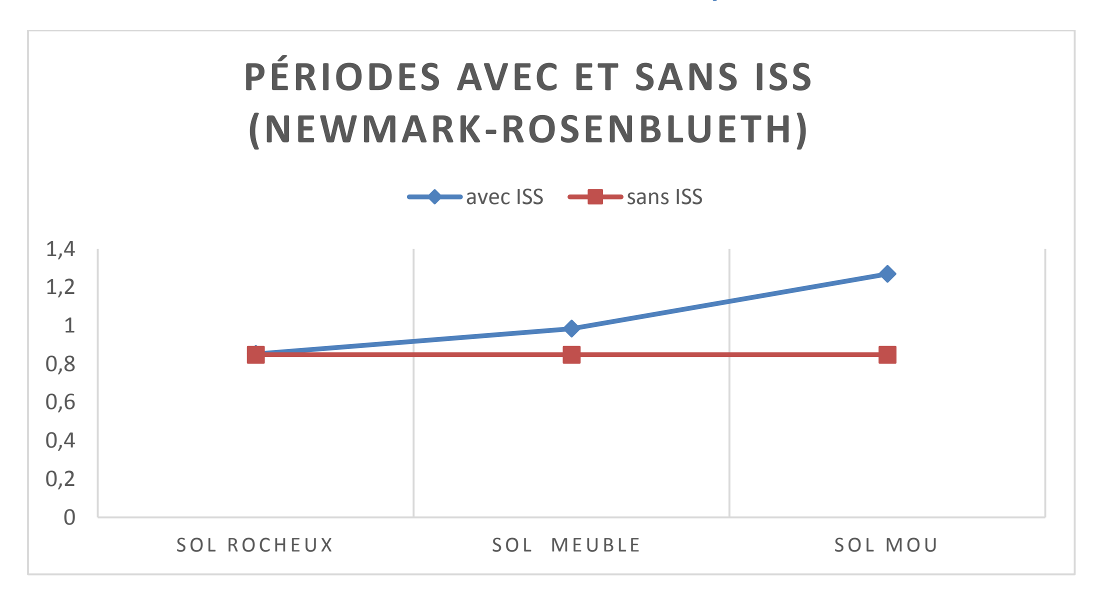


Figure 57 : Évaluation de la 1ère période en fonction de site avec et sans ISS pour le 2ème cas

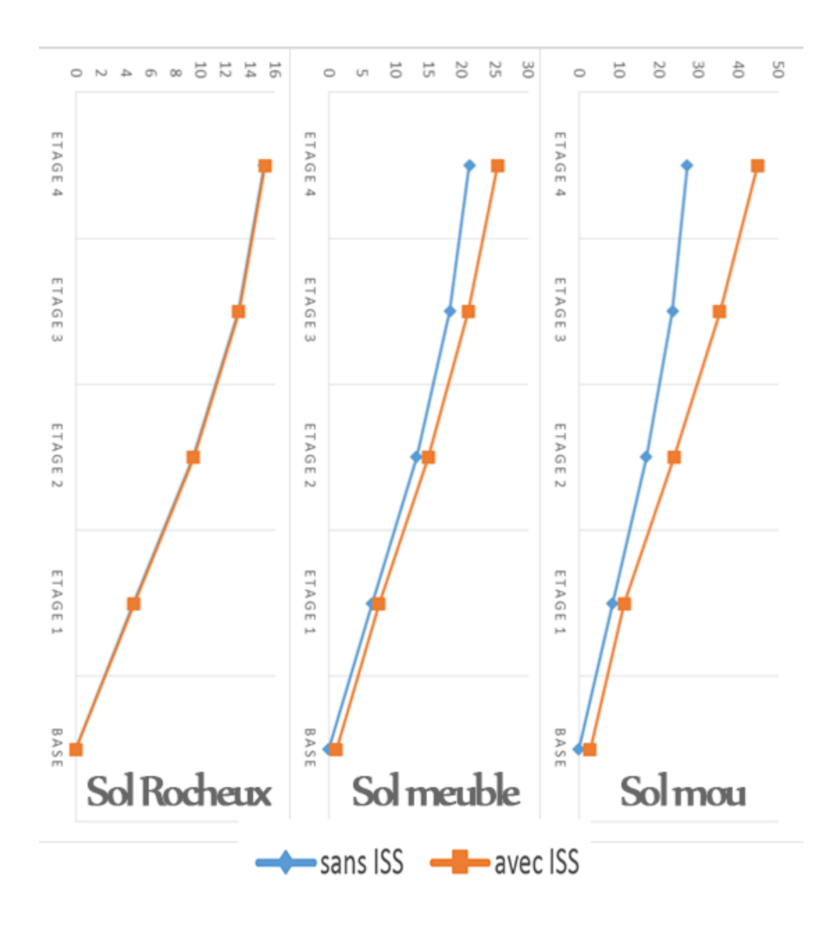


Figure 58: Variation des déplacements en fonction de site avec et sans ISS pour le 2ème cas

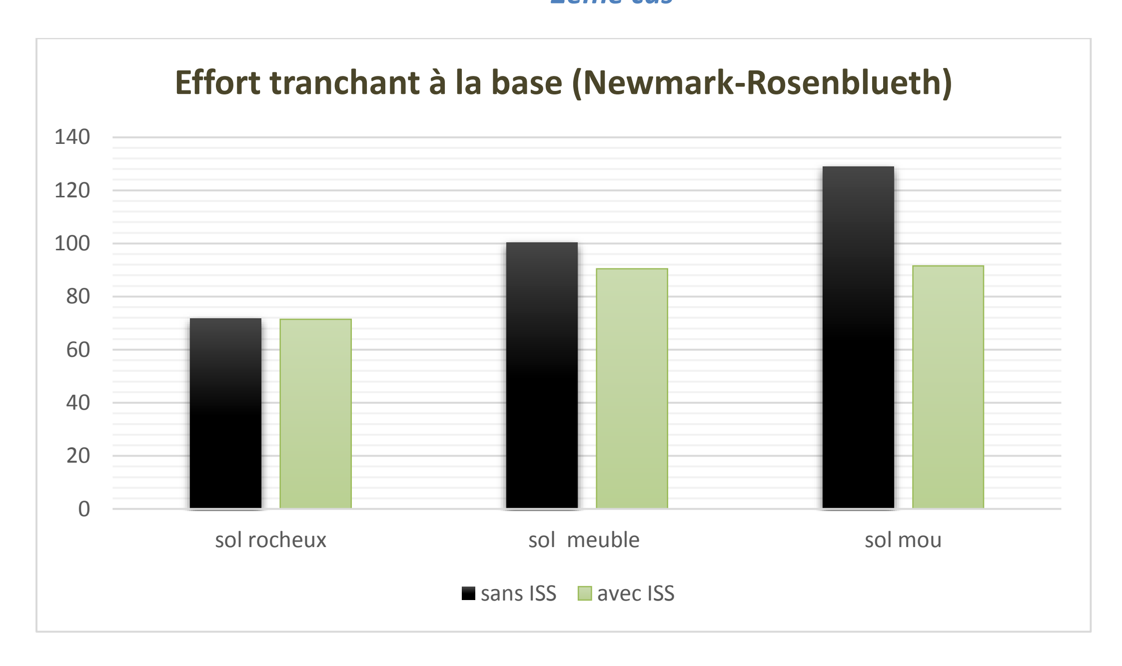


Figure 59: Effort tranchant à la base en fonction du site avec et sans ISS pour le 2ème cas

Type du sol	Les étages	Sans ISS	Avec ISS	Déplacement admissible (mm)	Vérification
Rocheux	étage 3	2,055	2,092	15	OK
	étage 2	3,624	3,655	15	OK
	étage 1	4,753	4,776	15	OK
	RDC	4,676	4,675	15	OK
Meuble	étage 3	2,882	4,378	15	OK
	étage 2	5,074	6,008	15	OK
	étage 1	6,655	7,439	15	OK
	RDC	6,545	6,45	15	OK
Mou	étage 3	3,71	9,544	15	OK
	étage 2	6,522	11,398	15	OK
	étage 1	8,559	12,508	15	OK
	RDC	8,413	8,541	15	OK

Tableau 40: Vérification des déplacements inter-étages avec et sans ISS pour le 2ème cas

Comparaison des périodes		
1,004716981	1,16037736	1,49646226
Comparaison des déplacements		
1,007613877	1,20273209	1,65093369
Comparaison des efforts tranchants		
1,003226055	1,10989574	1,40975016

Tableau 41: Comparaison des déplacements et les efforts tranchants pour chaque catégorie du site pour le 2ème cas

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS, la période propre reste fixe peu importe le site, et dans le cas avec ISS il y a une augmentation de la période en fonction du site, on constate pour ce cas une augmentation de 0,4% pour le site 1, 16,03% pour le site 2, et 49,64% pour le site 3.
- Pour le déplacement, il y a un allongement pour les deux cas : avec et sans ISS. De plus, cette augmentation est notable dans le cas avec ISS surtout pour un site mou La comparaison entre le site sans ISS et avec ISS montre que le déplacement en tête augmente de 0,7% pour le site 1, 20% pour le site 2, et 65,1% pour le site 3.

- Le déplacement inter-étage qui le déplacement relatif entre deux étages successifs est inférieur au déplacement admissible ($d_{adm} = 0{,}01 \times \frac{h}{K}$ avec h=3m : la hauteur de l'étage et K=2 : c'est le coefficient de comportement) pour les deux cas et pour touts les sites.
- On constate que plus le sol est déformable, plus l'effort tranchant à la base augmente dans les deux cas : sans ISS et avec ISS. Cependant, il y a une réduction de cet effort des sites en ISS par rapport aux sites avec ISS de 0,3% pour le site 1, 11% pour le site 2, et 41% pour le site 3.

☑ **3ème cas :**

	Sans ISS			Avec ISS		
	Sol rocheux	**Sol meuble**	**Sol mou**	**Sol rocheux**	**Sol meuble**	**Sol mou**
Période fondamentale T(s)	1,683	1,683	1,683	1,694	1,974	2,761
déplacement absolu (mm)	39,229	54,914	70,607	39,621	73,052	134,68
Effort tranchant à la base F (kN)	89,0826	124,6801	160,303	88,6955	106,035	113,3556

Tableau 42: Les résultats trouvés pour le 3ème cas

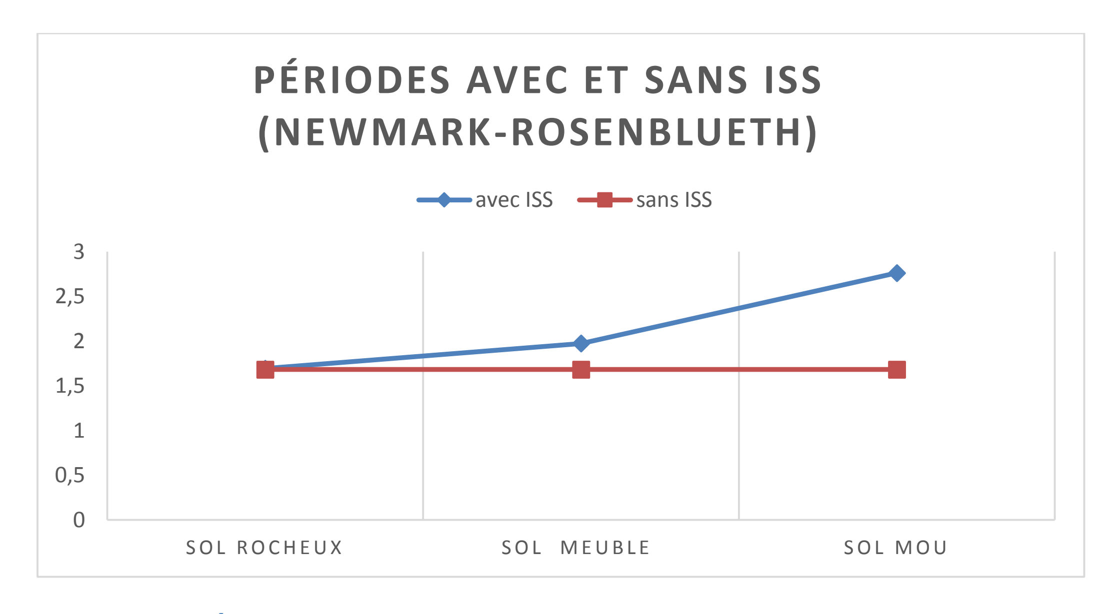


Figure 60: Évaluation de la 1ère période en fonction de site avec et sans ISS pour le 3ème cas

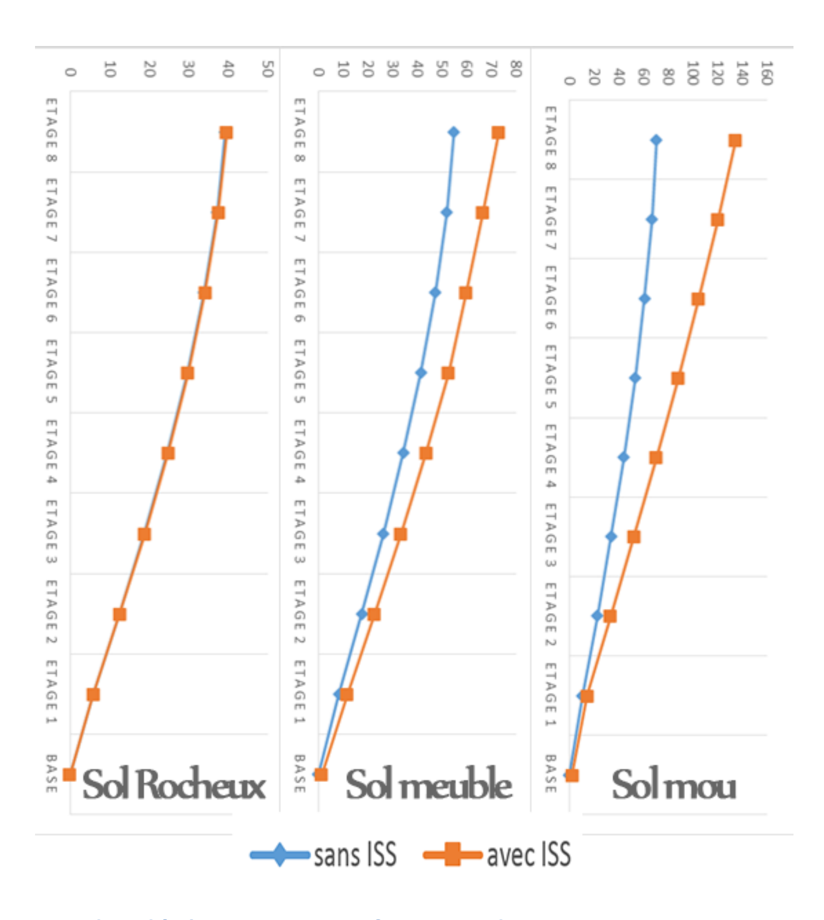


Figure 61: Variation des déplacements en fonction de site avec et sans ISS pour le 3ème cas

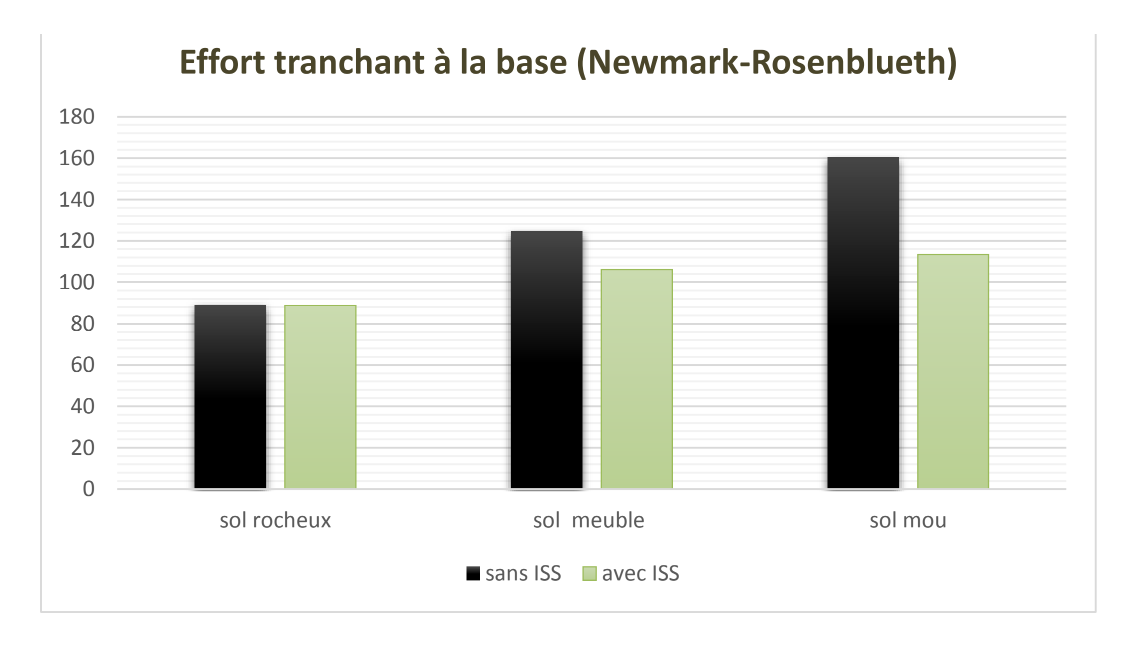


Figure 62: Effort tranchant à la base en fonction du site avec et sans ISS pour le 3ème cas

Type du sol	Les étages	Sans ISS	Avec ISS	Déplacement admissible (mm)	Vérification
Rocheux	étage 7	2,07	2,139	15	OK
	étage 6	3,24	3,304	15	OK
	étage 5	4,227	4,286	15	OK
	étage 4	5,063	5,115	15	OK
	étage 3	5,753	5,80E+00	15	OK
	étage 2	6,304	6,348	15	OK
	étage 1	6,659	6,7	15	OK
	RDC	5,905	5,91	15	OK
Meuble	étage 7	2,903	6,342	15	OK
	étage 6	4,535	6,859	15	OK
	étage 5	5,919	7,116	15	OK
	étage 4	7,088	9,161	15	OK
	étage 3	8,055	10,022	15	OK
	étage 2	8,825	10,713	15	OK
	étage 1	9,325	11,144	15	OK
	RDC	8,264	10,345	15	OK
Mou	étage 7	3,736	14,192	15	OK
	étage 6	5,83	15,59	15	***NON***
	étage 5	7,611	16,695	15	***NON***
	étage 4	9,113	17,568	15	***NON***
	étage 3	10,357	18,265	15	***NON***
	étage 2	11,346	18,811	15	***NON***
	étage 1	11,99	18,962	15	***NON***
	RDC	10,624	12,108	15	OK

Tableau 43: Vérification des déplacements inter-étages avec et sans ISS pour le 3ème cas

Comparaison des périodes		
1,006535948	1,17290553	1,64052288
Comparaison des déplacements		
1,009992608	1,33029828	1,9074596
Comparaison des efforts tranchants		
1,00436437	1,17583911	1,41416039

Tableau 44: Comparaison des déplacements et les efforts tranchants pour chaque catégorie du site pour le 3ème cas

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS, la période propre reste fixe peu importe le site, et dans le cas avec ISS il y a une augmentation de la période en fonction du site, on constate pour ce cas une augmentation de 0,6% pour le site 1, 17,3% pour le site 2, et 64,05% pour le site 3.
- Pour le déplacement, il y a un allongement pour les deux cas : avec et sans ISS. De plus, cette augmentation est notable dans le cas avec ISS surtout pour un site mou. La comparaison entre le site sans ISS et avec ISS montre que le déplacement en tête augmente de 1% pour le site 1, 33,02% pour le site 2, et 90,74% pour le site 3.
- Le déplacement inter-étage est admissible pour le cas sans ISS, mais n'est pas admissible pour le cas avec ISS pour le site 4.
- On constate que plus le sol est déformable, plus l'effort tranchant à la base augmente dans les deux cas : sans ISS et avec ISS. Cependant, il y a une réduction de cet effort des sites en ISS par rapport aux sites avec ISS de 0,4% pour le site 1, 17,6% pour le site 2, et 41,41% pour le site 3.

☑ **4ème cas :**

	Sans ISS			Avec ISS		
	Sol rocheux	**Sol meuble**	**Sol mou**	**Sol rocheux**	**Sol meuble**	**Sol mou**
Période fondamentale T(s)	1,928	1,928	1,928	1,932	2,087	2,319
Déplacement absolu (mm)	45,999	64,383	82,835	46,104	72,088	105,2
Effort tranchant à la base F (kN)	241,3164	337,843	434,3696	240,9374	319,2654	371,8707

Tableau 45: Les résultats trouvés pour le 4ème cas

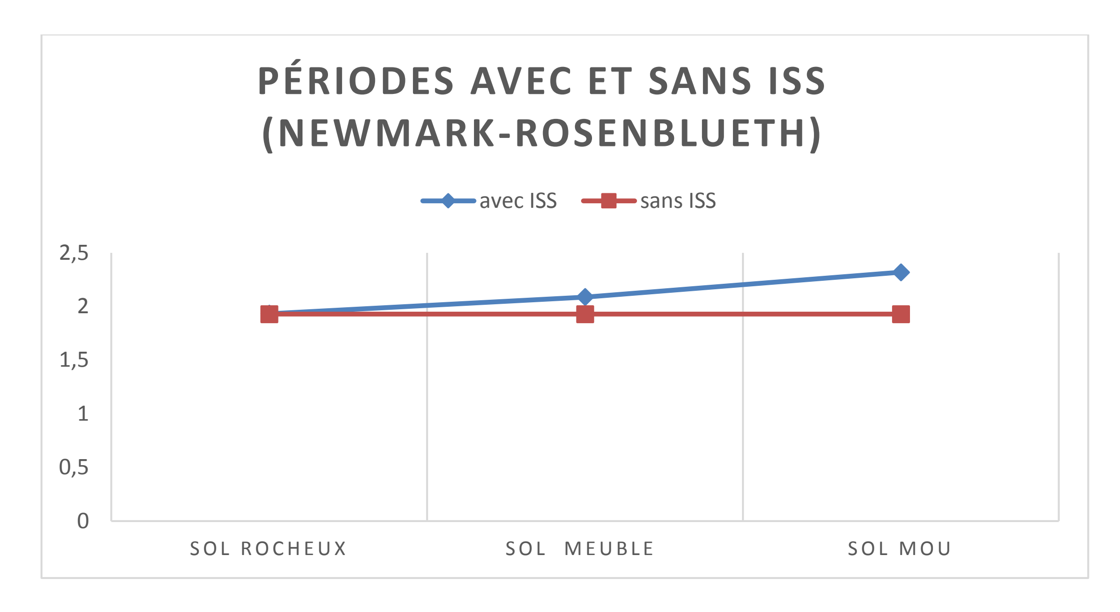


Figure 63: Évaluation de la 1ère période en fonction de site avec et sans ISS pour le 4éme cas

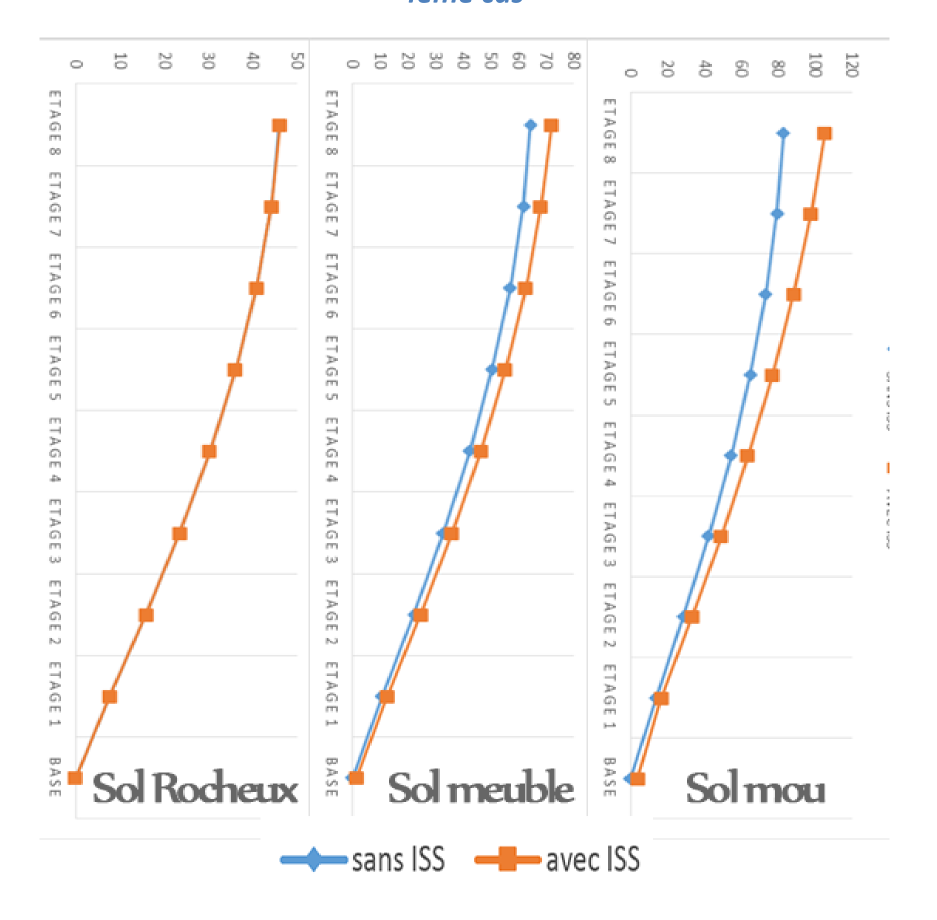


Figure 64: Variation des déplacements en fonction de site avec et sans ISS pour le 4ème cas

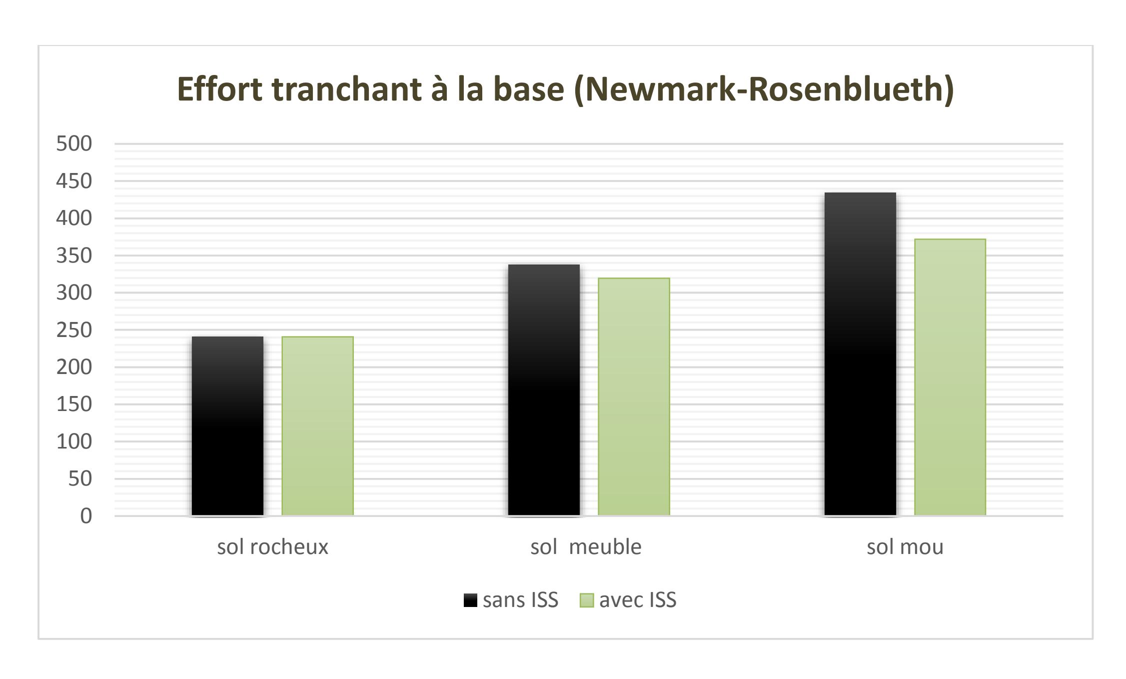


Figure 65: Effort tranchant à la base en fonction du site avec et sans ISS pour le 4ème cas

Type du sol	les étages	Sans ISS	Avec ISS	Déplacement admissible (mm)	Vérification
Rocheux	étage 7	1,852	1,874	15	OK
	étage 6	3,38	3,4	15	OK
	étage 5	4,674	4,692	15	OK
	étage 4	5,809	5,825	15	OK
	étage 3	6,786	6,8	15	OK
	étage 2	7,602	7,615	15	OK
	étage 1	8,215	8,228	15	OK
	RDC	7,654	7,649	15	OK
Meuble	étage 7	2,617	4,076	15	OK
	étage 6	4,73	5,247	15	OK
	étage 5	6,545	7,506	15	OK
	étage 4	8,133	8,841	15	OK
	étage 3	9,5	10,367	15	OK
	étage 2	10,644	11,284	15	OK
	étage 1	11,506	12,223	15	OK
	RDC	10,708	11,044	15	OK
Mou	étage 7	3,382	7,233	15	OK
	étage 6	6,08	9,574	15	OK

	étage 5	8,415	11,503	15	OK
	étage 4	10,457	13,154	15	OK
	étage 3	12,214	14,574	15	OK
	étage 2	13,685	15,787	15	***NON***
	étage 1	14,797	16,651	15	***NON***
	RDC	13,763	12,818	15	OK

Tableau 46: Vérification des déplacements inter-étages avec et sans ISS pour le 4ème cas

Comparaison des périodes		
1,002074689	1,08246888	1,20280083
Comparaison des déplacements		
1,002282658	1,11967445	1,26999457
Comparaison des efforts tranchants		
1,001573023	1,05818858	1,16806621

Tableau 47: Comparaison des déplacements et les efforts tranchants pour chaque catégorie du site pour le 4ème cas

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS, la période propre reste fixe peu importe le site, et dans le cas avec ISS il y a une augmentation de la période en fonction du site, on constate pour cette cas une augmentation de 0,2% pour le site 1, 8,2% pour le site 2, et 20,3% pour le site 3.
- Pour le déplacement, il y a un allongement pour les deux cas : avec et sans ISS. De plus, cette augmentation est notable dans le cas avec ISS surtout pour un site mou. La comparaison entre le site sans ISS et avec ISS montre que le déplacement en tête augmente de 0,23% pour le site 1, 12% pour le site 2, et 27% pour le site 3.
- Le déplacement inter-étage est admissible pour le cas sans ISS, mais il n'est pas admissible pour le cas avec ISS pour le site 4.De plus, le nombre d'étages dont le déplacement inter-étages n'est pas admissible a diminué.
- On constate que plus le sol est déformable, plus l'effort tranchant à la base augmente dans les deux cas : sans ISS et avec ISS. Cependant, il y a une réduction de cet effort des sites en ISS par rapport aux sites avec ISS de 0,16% pour le site 1, 5,81% pour le site 2, et 16,8% pour le site 3.

Conclusion :

- ☑ Il y a un allongement de la période fondamentale de la structure lorsque l'effet de l'ISS est pris en compte par rapport à celle obtenue lorsque la structure est considérée encastrée à sa base. Ce qui implique théoriquement une atténuation des efforts sismiques et une variation plus ou moins de l'accélération de la structure.
- ☑ Dans le cas avec ISS, le déplacement de la structure augmente en fonction des sites sous l'effet de l'interaction sol structure. On observe une augmentation de celle-ci plus le sol est déformable. En effet, une augmentation de T correspond aussi à une augmentation des déplacements de la structure par rapport au sol. On note également que la flexibilité et la souplesse de la structure permettent d'augmenter ce déplacement.
- ☑ Effet de l'inertie de la structure : les efforts tranchants à la base des structures fixées à leur base sont plus importants que ceux des structures dont la base est élastique. Dans ce cas précis, on constate que l'effort tranchant à la base augmente quand le nombre d'étage augmente. En effet, une partie de l'énergie est absorbée par le sol, et l'amortissement du système couple bâtiment-sol réduit considérablement les accélérations dans la superstructure. L'hypothèse de l'encastrement parfait de la structure dans le sol n'est vérifiée que lorsque le sol est comporte une grande rigidité et la réponse dans ce cas ne que du chargement extérieur statique ou dynamique
- ☑ Les déplacements inter-étages ne sont pas admissibles pour le 3ème et le 4ème cas pour un sol mou dans le cas avec ISS, alors que dans le cas sans ISS ces déplacements sont admissibles, ce qui conduit à un sous-dimensionnement si on considère un bâtiment élancé qui est encastré dans un site mou, et par conséquent, des dommages imprévisibles vont être générés dans la structure.
- ☑ Le fait d'augmenter le nombre des travées (4ème cas) permet de diminuer les effets de l'ISS sur notre structure puisqu'il y a une diminution de la variation des paramètres par rapport au 3ème cas. Donc, on peut dire que le nombre de travées du portique permet de rigidifier notre structure.
- ☑ Le fait de prendre en considération l'ISS n'a pas un effet notable sur les sites rocheux et ferme, vu la petite variation des paramètres qu'on a calculé auparavant, et donc, on peut négliger les effets de l'ISS pour ces deux types de site et considérer notre structure comme parfaitement encastrée dans le sol. Alors que dans les sites meubles et mous on doit tenir en compte les effets de l'ISS surtout pour les structures élancées ou des structures qui sont caractérisées par leurs masses, dans ce cas là, on doit prendre en considération la flexibilité du sol, sinon on aura un mauvais dimensionnement des paramètres de notre structure.

II. L'effet de l'amortissement sur la structure :

On va étudier l'effet de l'amortissement sur l'effort tranchant à la base et les déplacements pour les 4 cas, pour un sol mou du modèle avec ISS, vu que c'est le cas le plus défavorable, on obtient les résultats suivants :

	1er cas		2ème cas	
	Avec amortissement	**Sans amortissement**	**Avec amortissement**	**Sans amortissement**
Déplacement en tête (mm)	15,814	18,002	44,912	49,441
Effort tranchant à la base (kN)	71,3667	81,1828	91,5226	101,3104

	3ème cas		4ème cas	
	Avec amortissement	**Sans amortissement**	**Avec amortissement**	**Sans amortissement**
Déplacement en tête (mm)	134,68	144,184	105,2	109,82
Effort tranchant à la base (kN)	113,3556	120,9641	371,8707	388,0097

Tableau 48: L'effet de l'amortissement sur le déplacement en tête et l'effort tranchant à la base pour les 4 cas

Discussion :

L'amortissement radial est modélisé dans le matériau par un amortisseur visqueux (énergie dissipée proportionnelle à la vitesse du mouvement**).** La présence de cet amortissement visqueux a pour effet d'augmenter la résistance en compression du sol, entravant tout mouvement de basculement à mesure que sa valeur augmente. À la vue de ces résultats, nous pouvons conclure que l'amortissement n'a pas une influence notoire sur le comportement globale de la structure, dans cette comparaison, on constate que plus l'amortissement est élevé plus les efforts tranchants à la base et les déplacements diminuent, mais d'une manière qui n'est pas significative. En effet, l'influence l'amortissement devient prépondérante avec la plasticité du sol, ce qui n'est pas notre cas (sol élastique linéaire).

III. Prise en compte de l'ISS en utilisant la méthode forfaitaire:

Lorsqu'un bâtiment comporte une infrastructure, on peut évaluer de façon approximative l'effet de l'interaction sol-structure en définissant une « hauteur de dimensionnement » H supérieure à H_0 hauteur de la structure au-dessus du sol. H définit en fait le niveau

supposé de l'encastrement parfait ; il inclut une partie du sous-sol et traduit la flexibilité de ce sous-sol. La période fondamentale T est plus élevée, les déplacements sont plus grands que si on considère un encastrement au niveau du sol.
Selon le règlement PS92 pour un bâtiment qui comporte une infrastructure il faut prendre en considération la hauteur de celle-ci dans les calculs pour avoir l'effet de l'ISS, cette hauteur varie selon le type du sol:

- Pour un sol de très bonne résistance (sol rocheux) :

$$H = H_0$$

- Pour un sol de résistance mécanique moyen (sol meuble) :

$$H = H_0 + \frac{H_1}{2}$$

- Pour un sol de résistance mécanique faible (sol mou) :

$$H = H_0 + H_1$$

Avec

H_0: Hauteur de la structure au-dessus du sol.

H_1:Hauteur du sous-sol.

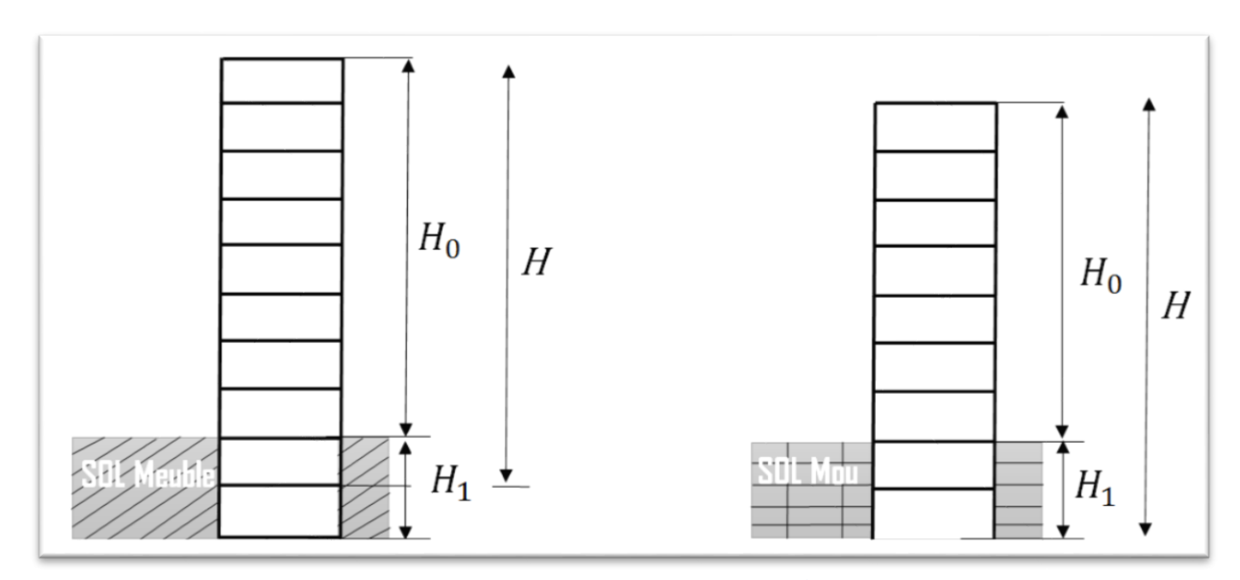


Figure 66: Hauteur de dimensionnement d'après PS92

N.B :
Cette méthode permet seulement d'avoir la période propre en tenant compte de l'interaction sol-structure, elle ne permet pas d'évaluer l'effort tranchant à la base car avec l'augmentation de hauteur la masse augmente est par suite l'effort tranchant à la

base augmente ce qui est contradictoire avec ce qu'on a trouvé dans la modélisation par des ressorts.
Or si on veut le calculer on peut adopter la méthode statique équivalente à partir des périodes données par la méthode forfaitaire.

1. Périodes :

On a effectué les calculs pour le 3ème et le 4ème cas en changeant le nombre des sous-sols et leurs hauteurs, on obtient les périodes suivantes pour chaque type de sol:

			3ème cas (R+8 avec un sous-sol, une seule travée)			
			Méthode ressort		Méthode forfaitaire	
			Meuble	Mou	Meuble	Mou
Périodes(s)	Un sous-sol	Sous-sol de 3m	1,974	2,761	1,749	1,906
		Sous-sol de 4m	1,974	2,761	1,785	2,109
	Deux sous-sols	Sous-sol de 3m	1,974	2,761	1,906	2,135
		Sous-sol de 4m	1,974	2,761	2,109	2,542

Tableau 49: Comparaison des périodes selon la méthode de ressort et la méthode forfaitaire en fonction des sous-sols (3ème cas)

<u>Commentaire 1:</u>
Lorsqu'on est en présence d'un sol meuble, la période obtenue de la méthode forfaitaire s'approche radicalement de la modélisation par des ressorts surtout dans le cas de deux sous-sols. Alors que dans le sol mou, il y a une différence notable des périodes : la méthode forfaitaire tend à s'approcher à la méthode de ressorts avec l'augmentation des sous-sols et leurs hauteurs.

		4ème cas (R+8 avec un sous-sol, trois travées)			
		Méthode ressort		Méthode forfaitaire	
		Meuble	Mou	Meuble	Mou
périodes(s)	Un sous-sol de 3m	2,087	2,319	1,986	2,165
	Un sous-sol de 4m	2,087	2,319	2,025	2,414
	Deux sous-sols de 3 m	2,087	2,319	2,165	2,404

Tableau 50: Comparaison des périodes selon la méthode de ressort et la méthode forfaitaire en fonction des sous-sols (4ème cas)

<u>Commentaire 2:</u>
Pour cette cas, on constate que les périodes sont très proches pour les deux sites et les deux méthodes, surtout pour le cas d'un seul sous-sol de hauteur de 4 m où on peut approximer la modélisation par des ressorts avec la méthode forfaitaire.

2. Déplacements :

	3éme cas 8 étages							
	Un sous-sol de 3m		Un sous-sol de 4m		Deux sous-sols de 3m		Deux sous-sols de 4m	
	meuble	mou	meuble	mou	meuble	mou	meuble	mou
Méthode forfaitaire (mm)	58,078	83,621	59,813	94,262	65,041	97,857	73,318	119
Méthode des ressorts (mm)	73,052	134,68	73,052	134,68	73,052	134,68	73,052	134,68

Tableau 51: Comparaison des déplacements selon la méthode des ressorts et la méthode forfaitaire en fonction des sous-sols (3ème cas)

Commentaire 1:

Comme pour les périodes, les déplacements en tête de la structure avec la méthode forfaitaire s'approchent mieux à ceux de la méthode des ressorts avec l'augmentation de hauteurs et des nombres d'étages, on observe qu'ils s'approchent radicalement pour une structure de deux sous-sols de 4m.

	4éme cas 8 étages/ 3 travées					
	Un sous-sol de 3m		Un sous-sol de 4m		Deux sous-sols de 3m	
	meuble	mou	meuble	mou	meuble	mou
Méthode forfaitaire (mm)	66,944	97,095	68,824	110,022	75,532	111,715
Méthode des ressorts (mm)	72,088	105,2	72,088	105,2	72,088	105,2

Tableau 52: Comparaison des déplacements selon la méthode des ressorts et la méthode forfaitaire en fonction des sous-sols (4ème cas)

Commentaire 2:

De même que pour les périodes de ce cas, on constate que les déplacements sont très proches pour les deux sites et les deux méthodes, surtout pour le cas d'un seul sous-sol de hauteur de 4 m.

Discussion:

D'après ce qui précède, on peut dire que la méthode forfaitaire donne des résultats comparables avec la modélisation par des ressorts, cette méthode est valable pour les bâtiments réguliers qui ont des sous-sols. En effet, les résultats obtenus dans la 4ème cas sont très proches entre les deux méthodes en raison que c'est une structure qui s'approche de la réalité, au contraire, du 3ème cas qui s'éloigne de la réalité, ce qui interprète la différence obtenue entre les deux méthodes surtout pour un sol de mauvaise résistance (sol mou).

Conclusion :

Les conditions géologiques ainsi que les propriétés des sols doivent faire l'objet d'une attention spéciale car elles peuvent être sources de dégâts irrémédiables. On remarque que la modélisation d'une structure avec tenir compte l'effet ISS sont les plus fiables car leur dépendance des caractéristiques des sols est trop importante. Alors que la modélisation d'une structure encastrée (sans tenir compte l'effet ISS) n'est pas à recommander car elle donne des résultats trop conservatifs.

Chapitre IX: Fondations profondes

Concernant les fondations profondes il n'existe pas beaucoup de formules permettant de calculer la raideur d'un pieu d'une manière directe et simple, pour notre étude on va s'intéresser à la méthode du Fascicule 62 Titre V et l'EUROCODE 8 pour évaluer la raideur en tête du pieu.

I. Détermination des raideurs selon Fascicule 62 Titre V :

Lorsque l'on a affaire à un sol hétérogène composé de plusieurs couches avec des caractéristiques variées la modélisation la plus adaptée pour le comportement d'un pieu est le modèle de Winkler (Figure 62 ci-dessous). Ce modèle consiste à modéliser le pieu comme une poutre verticale reposant sur une série de ressorts indépendants horizontaux (latéral). *Le Fascicule 62 Titre V Fondations profondes* donne des formules permettant de déterminer les raideurs des ressorts à partir des résultats des essais au pressiomètre.

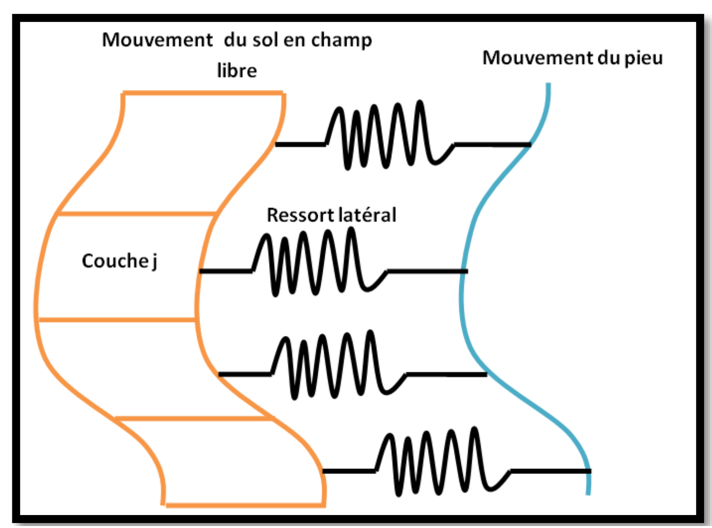


Figure 67: Modèle dynamique de Winkler pour la modélisation de l'interaction sol-pieu

1. Raideur horizontale :(L'annexe C5 du Fascicule 62 Titre V)

La méthode décrite dans L'annexe C5, article 3 du Fascicule 62 Titre V Fondations profondes : loi d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée d'application considère que le sol exerce en chaque section de l'élément une réaction perpendiculaire à l'axe de celui-ci, qui est fonction du déplacement transversal relatif de la section. Cette réaction se compose de :

- Pressions frontales, modélisées par une pression uniforme s'exerçant sur la plus grande largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement
- Efforts de frottement transversaux s'exerçant sur les parties du périmètre parallèles au sens du déplacement

Dans le cas de pieux circulaires on considère que la réaction se compose uniquement de pressions frontales.

La loi de mobilisation de la réaction frontale est donnée en fonction du déplacement δ du pieu est définie par :

- Un segment de droite passant par l'origine et de pente Kf
- Un palier r_1

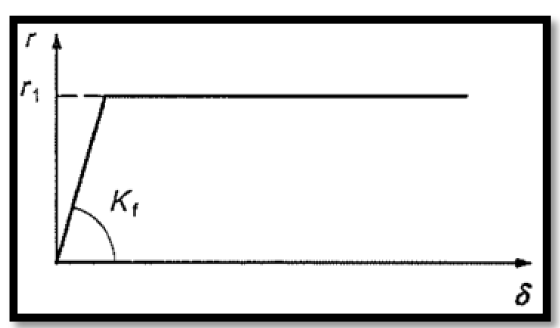


Figure 68 : Réaction frontale en fonction du déplacement δ

L'évaluation de K_f et de r_1 sont obtenus à l'aide des formules suivantes :

- Pour Kf qui est le module linéique de mobilisation de la pression frontale pour un élément de fondation profonde:

$$k_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3}\times(2.65\times\frac{B}{B_0})^{\alpha}+\alpha} \quad \text{Lorsque} \quad B > B_0$$ (sollicitations de courte durée D'application)

$$k_f = \frac{12E_M}{\frac{4}{3}\times(2.65)^{\alpha}+\alpha} \quad \text{Lorsque} \quad B < B_0$$ (sollicitations de courte durée D'application)

- Pour le palier r1 :

$$r_1 = B \times P_f{}^*$$

Avec :

- ✓ E_M le module préssiométrique de Ménard.
- ✓ B est la largeur de l'élément perpendiculaire au sens du déplacement.
- ✓ B_0 est une largeur de référence prise égal à 0,60m.
- ✓ α est le coefficient rhéologique.
- ✓ P_f* est la pression de fluage nette.

	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
TYPE	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α
Surconsolidé ou très serré	–	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	–	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		–

Tableau 53: les valeurs de α et le rapport E_M/P_l selon le fascicule 62

Grâce à ces formules il est possible de déterminer les raideurs de chaque couche de sol.

NB : Cette formule est valable tant que l'on n'atteint pas le palier r1 sinon, il y aura des déformations plastiques du sol.

2. Raideur verticale :

L'annexe G4 du Fascicule 62 Titre V donne la méthode suivante :

Pour entamer les calculs il faut admettre que l'élément de la fondation se comporte de façon élastique et linéaire, et donc la rigidité axiale de l'élément est prise égale :

$\boldsymbol{R_i} = \frac{\boldsymbol{Q_C}}{\boldsymbol{S_{ci}}}$ *(Sollicitations de courte durée D'application)*

Avec

$\boldsymbol{Q_C}$: Charge de fluage du pieu.

$\boldsymbol{S_{ci}}$: représente l'enfoncement provoqué par la charge Q_C supposé de courte durée d'application.

2.1.Calcul de l'enfoncement $\boldsymbol{S_{ci}}$:

L'enfoncement provoqué par la charge Q_C est définie par la relation suivante:

$$S_{ci} = \frac{B}{100} + e_{li}$$

$e_{li} = \frac{Q_C D_L}{E_i S}$: représente le raccourcissement instantané sous la charge Q_c de la partie de l'élément non comprise dans la hauteur d'encastrement et supposée non soumise à frottements.

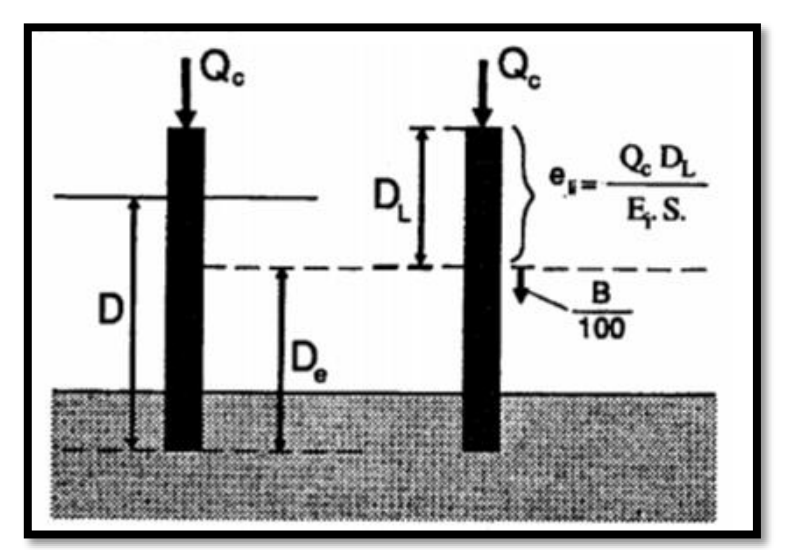


Figure 69: représentation de l'enfoncement des pieux sous une charge Qc

Où :

D_L: Longueur libre.

$$D_L = D - D_e$$

Avec :

D:Hauteur du pieu.

D_e:Hauteur d'encastrement équivalent.

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \times \int_d^D P_l^*(z)dz$$

E_i : Module d'élasticité du béton instantané (= 32 000 MPa pour un B25)

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$$

S: Section du pieu.

2.2.Calcul des limites de fluage:

Les charges de fluage d´un élément de fondation profonde pour les éléments mis en œuvre sans refoulement du sol sont évaluées à partir de Q_{pu} et de Q_{su} par les relations suivantes :

- En compression : $Q_c = 0.5Q_{pu} + 0.7Q_{su}$
- En traction $Q_{tc} = 0.7Q_{su}$

$\boldsymbol{Q_{pu}}$ *:* Charge limite de rupture en pointe ;

$\boldsymbol{Q_{su}}$ *:* Charge limite de rupture au frottement ;

2.2.1. Calcul de la contrainte de rupture sous pointe :

La contrainte limite de pointe est donnée par :

$$q_{pu} = k_p \times p_{le}^*$$

Avec :

- p_{le}^* : pression limite nette équivalente.
- k_p : facteur de portance, fonction de la nature de la formation concernée et du mode de mise en œuvre de l´élément de fondation.

La charge limite de pointe sera donc : Q_p= A.q_{pu} . Avec A : la section de pointe du pieu.

La pression limite nette équivalente p_{le}^* est calculée par l'expression :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3 \times a} \times \int_{D-b}^{D+3\times a} p_l^*(z) \times dz$$

Avec :

- a : max (B/2 et 0,50 m). pour notre cas c'est 0.5
- b : min (a, h). égale à 'a' et donc de valeur 0.5m
- h : ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu qui vaut :
    - Pour une seule couche de sol h = 6B avec un minimum de 3m,

- Pour un sol multicouche pour lequel la contrainte effective σv' due au poids des terrains au-dessus de la couche d'ancrage est au moins égale à 100kPa (environ 7 à 10m de terrain) h = 3B avec un minimum de 1.5m ; c'est la règle classique des 3 diamètres d'ancrage du pieu dans la couche résistante

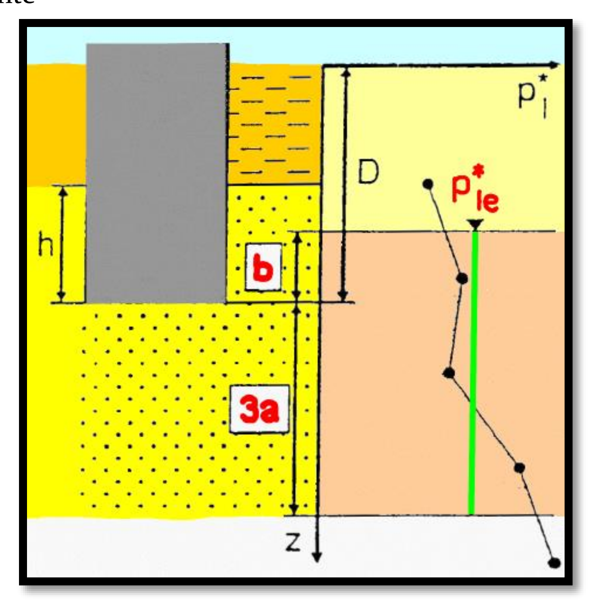


Figure 70: illustration des paramètres de calcul

$p^*_l(z)$: est obtenu en joignant linéairement par des segments de droites les différentes valeurs mesurées.

Le choix du facteur de portance se fait en se basant sur les deux tableaux suivants :

Valeurs du facteur de portance k_p			
Nature des terrains		**Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol**	**Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol**
Argiles. Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables. Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes. Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

Tableau 54: Valeurs du facteur de portance Kp

Définition des catégories conventionnelles de sols				
Classe de sol			Pressiomètre p_ℓ (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles. Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables. Graves	A	Lâches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A	Molles	< 0,7	< 5
	B	Altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C	Compactes	> 3,0	
Marnes. Marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0	
	B	Compacts	> 4,5	
Roches (1)	A	Altérées	2,5 à 4,0	
	B	Fragmentées	> 4,5	

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

Tableau 55: Définition des catégories conventionnelles de sols

2.2.2. Calcul du frottement latéral unitaire limite :

L'effort total mobilisable par frottement latéral sur la hauteur h concernée du fût du pieu se calcule par :

$$Q_{su} = P \times \int_0^h q_s(z) \times dz$$

P : est le périmètre du pieu.

Le frottement latéral unitaire limite est donné par l'abaque suivant :

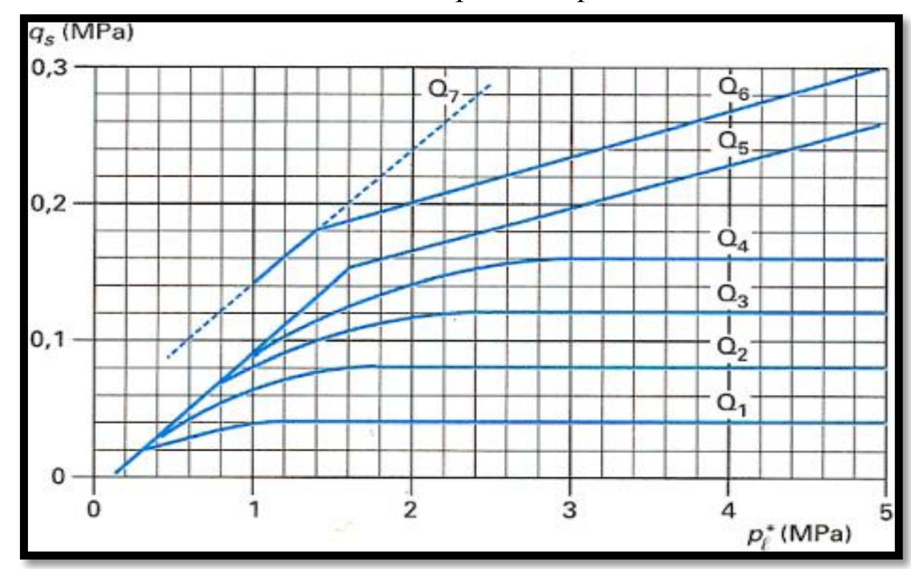


*Figure 71: L'abaque de qs en fonction de pl**

Le choix de la courbe se fait sur le tableau suivant :

Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s
(principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art)

Type de pieu	Nature du sol											
	Argiles. Limons			Sables. Graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q_1	Q_1 , Q_2 (1)	Q_2 , Q_3 (1)				Q_1	Q_3	Q_4 , Q_5 (1)	Q_3	Q_4 , Q_5 (1)	Q_6
Foré à la boue	Q_1	Q_1 , Q_2 (1)		Q_1	Q_2 , Q_1 (2)	Q_3 , Q_2 (2)	Q_1	Q_3	Q_4 , Q_5 (1)	Q_3	Q_4 , Q_5 (1)	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	Q_1 , Q_2 (3)		Q_1	Q_2 , Q_1 (2)	Q_3 , Q_2 (2)	Q_1	Q_2	Q_3 , Q_4 (3)	Q_3	Q_4	
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	(4)			Q_2	Q_3	
Puits (5)	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	(4)			Q_3	Q_4	
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5		
Injecté haute pression (6)		Q_4	Q_5	Q_5		Q_6		Q_5	Q_6	Q_6		Q_7 (7)

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
(3) Forage à sec, tube non louvoyé.
(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).
(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

Tableau 56 : Chois des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire

II. Eurocode8 :

La rigidité est définie comme la force ou le moment qu'il faut appliquer à la tête du pieu pour produire un déplacement ou une rotation unitaire suivant la même direction et nulle suivant les autres directions. L'annexe C de l'Eurocode 8-5 donne les rigidités statiques équivalentes en tête du pieu pour trois types de modèle de sol :

- un sol dont le module d'Young varie linéairement avec la profondeur

$$E = E_S \times \frac{z}{d}$$

- un sol dont le module d'Young varie avec la racine carrée de la profondeur

$$E = E_S \times \sqrt{\frac{z}{d}}$$

- un sol dont le module d'Young reste constant avec la profondeur

$$E = E_S$$

Les formules de rigidité horizontale K_{HH}, rigidité à la flexion K_{MM} et rigidité de couplage $K_{HM} = K_{MH}$ sont données dans le tableau suivant :

Modèle de sol	K_{HH}(MPa.m)	K_{MM}(MPa.m³)	$K_{HM} = K_{MH}$(MPa.m²)
$E = E_S \times \frac{z}{d}$	$d \times E_S \times 0.6 \times (\frac{E_p}{E_S})^{0.35}$	$d^3 \times E_S \times 0.14 \times (\frac{E_p}{E_S})^{0.8}$	$-d^2 \times E_S \times 0.17 \times (\frac{E_p}{E_S})^{0.6}$
$E = E_S \times \sqrt{\frac{z}{d}}$	$d \times E_S \times 0.79 \times (\frac{E_p}{E_S})^{0.28}$	$d^3 \times E_S \times 0.15 \times (\frac{E_p}{E_S})^{0.77}$	$-d^2 \times E_S \times 0.24 \times (\frac{E_p}{E_S})^{0.53}$
$E = E_S$	$d \times E_S \times 1.08 \times (\frac{E_p}{E_S})^{0.21}$	$d^3 \times E_S \times 0.16 \times (\frac{E_p}{E_S})^{0.75}$	$-d^2 \times E_S \times 0.22 \times (\frac{E_p}{E_S})^{0.50}$

Tableau 57: Les formules de rigidité horizontale K_{HH}, rigidité à la flexion K_{MM} et rigidité de couplage K_{HM}=K_{MH}

Avec:

- E le module d'Young du modèle de sol, égal à $3G$
- E_p le module d'Young du matériau constitutif du pieu
- E_S le module d'Young du sol à une profondeur égale au diamètre du pieu
- d le diamètre du pieu.
- z la profondeur.

La matrice de raideur en tête de pieu s'écrit avec les notations précédentes :

$$\begin{Bmatrix} F \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HM} \\ K_{MH} & K_{MM} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X \\ \Theta \end{Bmatrix}$$

X et Θ désignent le déplacement horizontal et la rotation en tête de pieu

III. Exemple de calcul des rigidités d'un pieu :

Les données de calcul : Pieu de diamètre 1.2m avec un module d'Young de 32000MPa et d'une longueur de 37,5

Formation	Profondeur (m)	P_l (MPa)	E_M (MPa)	E_M/P_L	α
Remblai	-1,5	0,85	15,16	17,83529412	0,67
	-3	1,02	16,83	16,5	0,67
	-4,5	1,02	14,83	14,53921569	0,67
Vase grisâtre	-6	0,255	2,96	11,60784314	0,67
	-7,5	0,255	3,01	11,80392157	0,67
Vase sableuse grisâtre	-9	0,204	1,55	7,598039216	0,5
	-10,5	0,238	1,67	7,016806723	0,5
	-12	0,272	1,45	5,330882353	0,5
	-13,5	0,68	7,095	10,43382353	0,67
	-15	0,34	1,49	4,382352941	0,5
	-16,5	0,272	2,76	10,14705882	0,67
Sable grossier légèrement vaseux propre et compact vers la base	-18	1,02	11,72	11,49019608	0,33
	-19,5	2,04	24,62	12,06862745	0,5
	-21	2,04	25,68	12,58823529	0,5
	-22,5	2,72	59,4	21,83823529	0,5
	-24	1,7	23,15	13,61764706	0,5
	-25,5	2,04	28,15	13,79901961	0,5
	-27	2,04	32,43	15,89705882	0,5
	-28,5	4,08	46,76	11,46078431	0,33
	-30	4,76	64,83	13,6197479	0,5
	-31,5	4,08	63,15	15,47794118	0,5
	-33	4,76	76,25	16,01890756	0,5
	-34,5	5,44	75,41	13,86213235	0,5
	-36	4,76	91,57	19,23739496	0,5
	-37,5	4,08	80,85	19,81617647	0,5
	-39	4,08	65,88	16,14705882	0,5
	-40,5	4,08	65,88	16,14705882	0,5
	-42	4,08	65,88	16,14705882	0,5

Tableau 58: Les données de calcul du pieu

1. Raideurs selon le Fascicule 62 Titre V :

Tout d'abord on va calculer les K_f

Profondeur (m)	K_f
-1,5	67,30892972
-3	74,72356776
-4,5	65,84376173
-6	13,14211293
-7,5	13,36410808
-9	9,158298368
-10,5	9,867327919
-12	8,567440408
-13,5	31,5011119
-15	8,803783592
-16,5	12,25413232
-18	94,83422135
-19,5	145,4692296
-21	151,7323239
-22,5	350,9696278
-24	136,7836176
-25,5	166,3265155
-27	191,6152362
-28,5	378,3658866
-30	383,053215
-31,5	373,1268012
-33	450,5291939
-34,5	445,565987
-36	541,0486332
-37,5	477,70866
-39	389,2572235
-40,5	389,2572235
-42	389,2572235

Tableau 59: calcul de rigidités différées en fonction de la profondeur

Et pour le calcul de la rigidité équivalente, on va modéliser le pieu sur ETABS comme une poutre verticale, puis on va affecter sur chaque 1.5m de profondeur un ressort de rigidité Kf, et par la suite on va appliquer une force unitaire (un moment) à la tête du pieu ce qui va engendrer un déplacement (une rotation).

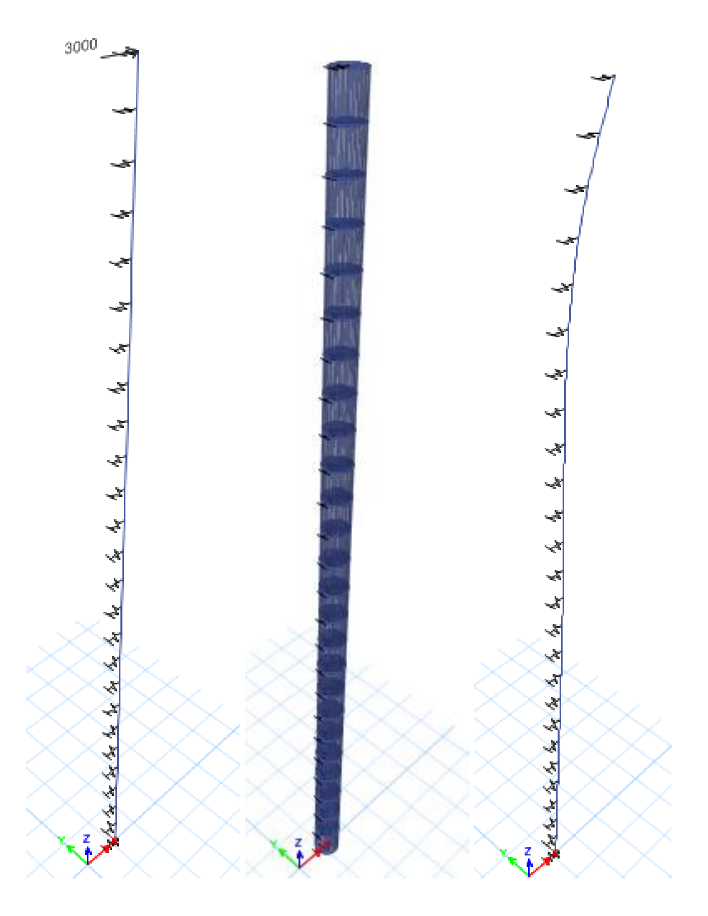


Figure 72: Modélisation du pieu sur le logiciel ETABS

Les rigidités équivalentes sont données par les formules suivantes :

1.1.Rigidité horizontale :

$$K_H = \frac{F}{\Delta}$$

Avec : $F = 3000KN$ Et $\Delta = 23{,}218mm$

A.N : $K_H = 129{,}21MN/m$

1.2.Rigidité de rotation :

$$K_R = \frac{M}{\theta}$$

Avec : $M = 10000KN.m$ Et $\theta = 0.012495rad$

A.N : $K_R = 800{,}32 MN.m/rad$

1.3.Calcul de la rigidité verticale :

$R_i = \frac{Q_C}{S_{ci}}$ *(Sollicitations de courte durée D'application)*

Avec: $Q_C = 0.5 * Q_{pu} + 0.7 * Q_{su}$

On obtient les résultats illustrés dans le tableau suivant :

Profondeur (m)	$p_l^* = p_l - p_0$
-1,5	827,5
-3	975
-4,5	952,5
-6	165
-7,5	142,5
-9	69
-10,5	80,5
-12	92
-13,5	477,5
-15	115
-16,5	24,5
-18	750
-19,5	1747,5
-21	1725
-22,5	2382,5
-24	1340
-25,5	1657,5
-27	1635
-28,5	3652,5
-30	4310
-31,5	3607,5
-33	4265
-34,5	4922,5
-36	4220
-37,5	3517,5
-39	3495
-40,5	3472,5
-42	3450

Tableau 60: Les pressions limites mesurées par l'essai pressiométrique

Alors

$$p_{le}^{*} = \frac{1}{2.4} \times \int_{36.9}^{39.3} p_l^{*}(z) \times dz = 3542{,}5KPa$$

D'après le tableau 50 la classe du sol : sable, grave type C compacts.

- ✓ Facteur de portance k_p :
  D'après le tableau 49 :

$k_p = 1.2$ *(Pieu foré donc pas de refoulement du sol)*

Donc

$$q_{pu} = 1.2 \times 3542.5 = 4251KPa$$

$$Q_{pu} = A \times q_{pu} = \pi \times 0.6^2 \times 4251 = 4807{,}77KN$$

- ✓ Calcul Pression limite nette équivalente p_{le}^{*} sur la hauteur du pieu:

$$p_{le}^{*} = \frac{1}{D} \times \int_{0}^{D} p_l^{*}(z) \times dz = 1799{,}49KPa$$

D'après tableau 50 la classe du sol : sable, grave type B moyennement compact.

Donc d'après le tableau 51 pour un pieu foré à la boue dans un sable, gravier de type B on est dans la courbe Q1 (pieu de grande longueur supérieure à 30m).

Et par la suite d'après la courbe de la figure 65 :

$$\mathrm{q_s} = 0.04MPa$$

Alors

$$\mathrm{Q_{su}} = \pi \times 1.2 \times 37.5 \times 0.04 * 1000 = 5654{,}87KN$$

Ainsi:

$$Q_C = 0.5 \times 4807{,}77 + 0.7 \times 5654{,}87 = 6362.29KN$$

$$S_{ci} = \frac{B}{100} + e_{li} = \frac{B}{100} + \frac{Q_C \times D_L}{E_i \times S}$$

Avec $D_L = D - D_e$

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \times \int_0^D P_l^*(z)dz = \frac{D \times p_{le}^* 2}{p_{le}^*} = 19{,}05m$$

Donc

$$D_L = 37.5 - 19{,}05 = 18.45m$$

$$E_i = 32000MPa$$

A.N :

$$S_{ci} = \frac{1.2}{100} + \frac{6362.29 \times 18.45}{32000 \times 1000 \times \pi \times 0.6^2} = 0{,}01524342\ m$$

Alors la rigidité verticale du pieu

$$K_V = \frac{Q_C}{S_{ci}} = \frac{6362.29}{0{,}02724364} = 417{,}37\ MN/m$$

Le tableau suivant regroupe les résultats obtenus:

Rigidité horizontale	129,21MN/m
Rigidité de rotation	800,32MN.m/rad
Rigidité verticale	417,37 MN/m

Tableau 61: tableau récapitulatif des raideurs selon le fascicule 62

2. Raideurs selon L'EUROCODE 8 :

Données du calcul

Pieu de diamètre 1.2m avec un module d'Young de 32000MPa et d'une longueur de 37.5m.

Donc

$\boldsymbol{E_p} = 32000MPa$ Et d = 1.2m

Or $\boldsymbol{E_{Oed}} = \frac{E_M}{\alpha}$: Module œdométrique

Avec $\boldsymbol{E_M}$: Module pressiométrique

$$\boldsymbol{E} = \boldsymbol{E_{Oed}}(\boldsymbol{1} - \frac{\boldsymbol{2v^2}}{\boldsymbol{1-v}})\text{: Module d'Young}$$

Avec $\boldsymbol{v}$: Coefficient de poisson du sol (on prend $v = 0.33$ pour cet exemple)

Profondeur (m)	EM (MPa)	α	E_{Oed}(MPa)	E(MPa)
-1,5	15,16	0,67	22,62686567	15,16
-3	16,83	0,67	25,11940299	16,83
-4,5	14,83	0,67	22,13432836	14,83
-6	2,96	0,67	4,417910448	2,96
-7,5	3,01	0,67	4,492537313	3,01
-9	1,55	0,5	3,1	2,077
-10,5	1,67	0,5	3,34	2,2378
-12	1,45	0,5	2,9	1,943
-13,5	7,095	0,67	10,58955224	7,095
-15	1,49	0,5	2,98	1,9966
-16,5	2,76	0,67	4,119402985	2,76
-18	11,72	0,33	35,51515152	23,7951515
-19,5	24,62	0,5	49,24	32,9908
-21	25,68	0,5	51,36	34,4112
-22,5	59,4	0,5	118,8	79,596
-24	23,15	0,5	46,3	31,021
-25,5	28,15	0,5	56,3	37,721
-27	32,43	0,5	64,86	43,4562
-28,5	46,76	0,33	141,6969697	94,9369697
-30	64,83	0,5	129,66	86,8722
-31,5	63,15	0,5	126,3	84,621
-33	76,25	0,5	152,5	102,175
-34,5	75,41	0,5	150,82	101,0494
-36	91,57	0,5	183,14	122,7038
-37,5	80,85	0,5	161,7	108,339
-39	65,88	0,5	131,76	88,2792
-40,5	65,88	0,5	131,76	88,2792
-42	65,88	0,5	131,76	88,2792

Tableau 62: Calcul des modules d'Young à partir des modules pressiométriques

Et par suite : $\boldsymbol{E_s} = \boldsymbol{E}(\boldsymbol{1,2m}) = \boldsymbol{15.16} \times \frac{\boldsymbol{1,2}}{\boldsymbol{1,5}} = \boldsymbol{12.48MPa}$ (On considère une variation linéaire entre 0 et 1.5m)

D'autre part on observe que ce cas s'approche plus au 2eme modèle dont le module d'Young varie avec la racine carrée de la profondeur :

$$\boldsymbol{E} = \boldsymbol{E_S} \times \sqrt{\frac{\boldsymbol{z}}{\boldsymbol{d}}}$$

Résultats trouvés :

Modèle de sol	K_{HH}(MPa.m)	K_{MM}(MPa.m³)	$K_{HM} = K_{MH}$(MPa.m²)
$E = E_S \times \sqrt{\frac{z}{d}}$	106,54	1363,73	-276,39

Tableau 63: tableau récapitulatif des raideurs selon l'EC8

Tableau récapitulatif:

Fascicule 62 Titre V		
Rigidité horizontale (MN/m)	Rigidité de rotation (MN.m/rad)	Rigidité verticale (MN/m)
129,21	800,32	417,37
Eurocode8		
Rigidité horizontale (MN/m)	Rigidité à la flexion (MPa.m³)	Rigidité de couplage (MPa.m²)
106,54	1363,73	276,39

Tableau 64: comparaison de raideurs trouvées selon le fascicule 62 et l'EC8

Conclusion:

Contrairement aux fondations superficielles, il ne semble pas exister de formules générales qui permettent de déterminer simplement et rapidement la raideur d'un pieu.

Concernant les formules de l'EC8, on a pu constater d'une part qu'il était très rare d'avoir un sol dont les caractéristiques sont constantes en fonction de la profondeur. Il est également rare que celles-ci augmentent linéairement en fonction de la profondeur. Il est ainsi très difficile de classer les sols dans l'une des trois catégories donnés par l'Eurocode or les différentes formules donnent des raideurs qui peuvent varier jusqu'à 30%. D'autre part , L'EC8 ne prend pas en compte la longueur du pieu.

Ainsi, il semble plus simple et plus réaliste de modéliser le pieu dans un logiciel avec des ressorts. En effet, ces derniers permettent de prendre en compte chaque couche de sol avec ses caractéristiques propres (les Kf calculés par Fascicule 62 Titre V) ce qui n'est pas le cas dans l'EC8.Une fois le pieu modélisé il suffit de lui appliquer un effort et à partir des déplacements qui en résultent de calculer les raideurs en tête des pieux pour revenir à la même approche traitée auparavant. (Chaque pieu est modélisé dans la structure par des ressorts suivant chaque degré de liberté et dont leurs raideurs sont ceux calculées en tête du pieu)

Chapitre X : Application sur une structure tridimensionnelle

I. Présentation de la structure :

- La structure qu'on va étudier est un bâtiment d'habitation (classe III) de huit niveaux (R+7) et située dans la zone de Rabat (zone II).
- C'est un bâtiment régulier qui est composée d'une ossature en portique en béton armé qui repose sur un sol de résistance faible (sol mou).
- La dalle considérée est une dalle pleine d'épaisseur 25 cm.
- Les dimensions des poteaux après un pré dimensionnement:

Les étages	La section des poteaux (cm x cm)
Base	65x65
1er , 2ème étage	55x55
3ème , 4ème étage	45x45
5ème, 6ème , 7ème étage	35x35

Tableau 65: Prédimensionnement des différents poteaux

- La dimension de la section des poutres : 40x80 (cm x cm)
- La portée des poutres est de 8 m, la hauteur des poteaux est de 3m.
- Les charges surfaciques appliquées sont :
  - ✓ Charge permanente G=250 kg/m²
  - ✓ Charge d'exploitation Q=250 kg/m²

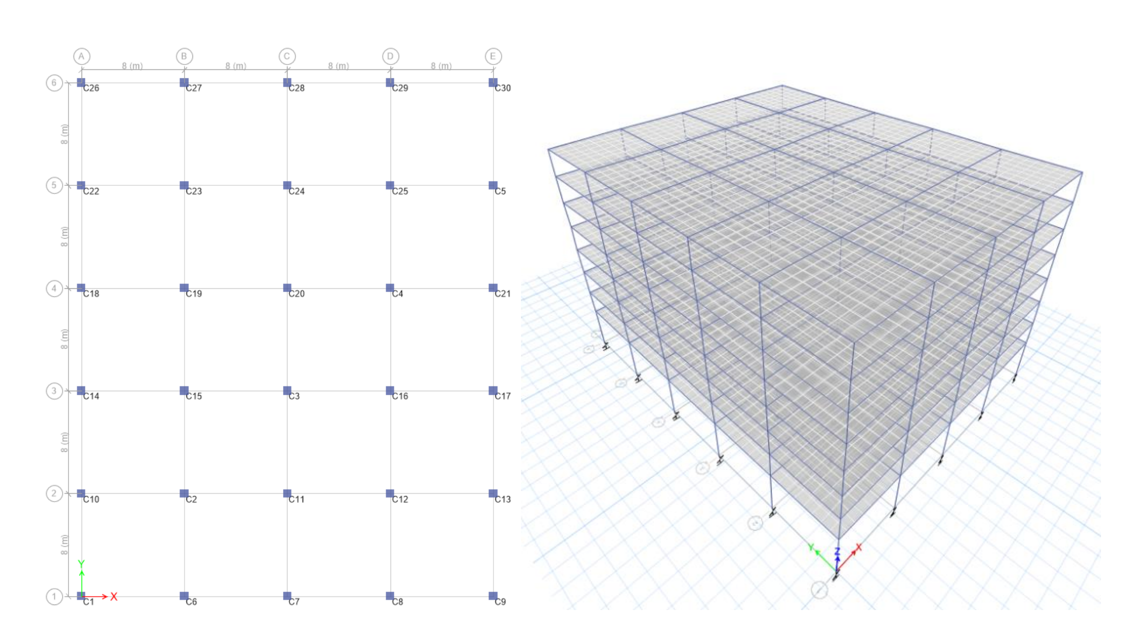


Figure 73: Modélisation de la structure sur ETABS

II. Calcul des raideurs de ressort :

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

	Raideur horizontale K_h (KN/m)	Raideur vertical K_v (KN/m)	Raideur de balancement K_Φ (KN/rad)	Raideur de torsion K_θ (KN/rad)	Amortissement horizontal C_h (KN.s/m)	Amortissement vertical C_v (KN.s/m)	Amortissement de balancement C_Φ (KN.s/rad)	Amortissement de torsion C_θ (KN.s/rad)
Mou1	24640	32266,66667	141973,3333	119257,6	613,9805998	1014,00496	141,1458644	612,6776748
Mou2	34160	44733,33333	378301,6667	317773,4	1119,579135	1884,523039	249,9579113	1471,24929
Mou3	47040	61600	987840	829785,6	2028,726584	3475,47373	451,6516814	3513,308639

Tableau 66: Calcul des raideurs et d'amortissements

En raison de la symétrie de la structure,et après avoir prédimensionné les semelles de la structure on aura trois catégories de ressort (notés : mou 1 , mou 2 et mou 3) qu'on va calculer leurs raideurs à l'aide de la méthode de NEWMARK-ROSENBLUETH.

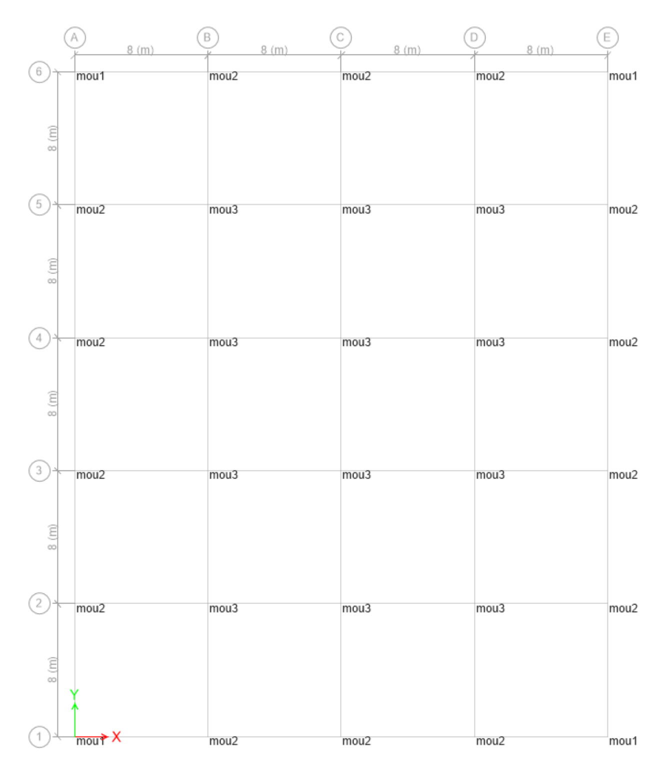


Figure 74: Disposition des différents ressorts

III. Comparaison des résultats obtenus sur le logiciel :

1. Période et effort tranchant :

Les périodes et l'effort tranchant à la base :

	Période(s)		Effort tranchant(KN)	
	Suivant x	Suivant y	Suivant x	Suivant y
Avec ISS	1,876	1,818	7164,5263	7438,6848
Sans ISS	1,449	1,438	8774,5586	8832,3296

Tableau 67: Calcul des périodes propres et l'effort tranchant pour les 2 cas selon les deux directions x et y

Il y a une augmentation de la période 30% suivant x et de 26 % suivant y. Cependant, il y a une réduction de l'effort tranchant à la base de 22% suivant x et de 19% suivant y.

2. Les déplacements :

2.1. Les déplacements latéraux :

	Déplacements latéraux Δ (mm)			
	Suivant x		Suivant y	
	Sans ISS	Avec ISS	Sans ISS	Avec ISS
Etage 8	62,269	79,938	61,736	77,317
Etage 7	57,424	73,419	56,94	71,382
Etage 6	48,743	63,907	48,305	62,368
Etage 5	37,139	51,996	36,744	50,868
Etage 4	30,34	43,794	30,029	43,204
Etage 3	22,514	34,779	22,282	34,694
Etage 2	16,807	27,465	16,668	27,938
Etage 1	10,3	19,415	10,253	20,41
Base	0	5,162	0	7,284

Tableau 68: Les déplacements latéraux pour les 2 cas selon les directions x et y

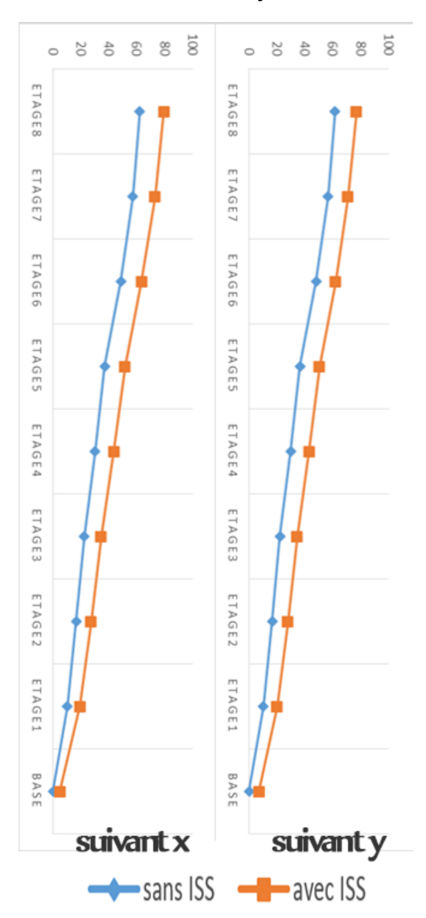


Figure 75: Représentation des déplacements latéraux pour les 2 cas (avec et sans ISS)

Il y a un allongement du déplacement, notamment le déplacement en tête qui atteint 28% suivant x et 25% suivant y.

- Déplacement admissible Δ est égal :

$$\Delta_{adm} = 0.004 \times 26 \times 1000 = 104mm$$

Tous les déplacements sont admissibles pour les deux cas. Il est à noter qu'il y a un allongement notable pour le cas avec ISS.

2.2. Les déplacements inter-étages :

	Déplacement inter-étages d (mm)			
	Suivant x		Suivant x	
	Sans ISS	Avec ISS	Sans ISS	Avec ISS
Entre 7ème et 8ème étage	4,845	6,519	4,796	5,935
Entre 6ème et 7ème étage	8,681	9,512	8,635	9,014
Entre 5ème et 6ème étage	11,604	11,911	11,561	11,5
Entre 4ème et 5ème étage	6,799	8,202	6,715	7,664
Entre 3ème et 4ème étage	7,826	9,015	7,747	8,51
Entre 2ème et 3ème étage	5,707	7,314	5,614	6,756
Entre 1er et 2ème étage	6,507	8,05	6,415	7,528
Entre la base et 1er étage	10,3	14,253	10,253	13,126

Tableau 69: Comparaison des déplacements inter-étages pour les 2 cas selon les directions x et y

Déplacement admissible inter-étage d est :

$$d_{adm} = 0.005 \times 3 \times 1000 = 15mm$$

Tous les déplacements inter-étages sont admissibles. De même, il y a un allongement des déplacements inter-étages en raison de l'augmentation des déplacements latéraux.

3. Dimensionnement des éléments porteurs de la structure :

Dans cette partie on va dimensionner les poutres et les poteaux pour les deux cas (avec et sans ISS) afin de comparer les sections obtenus et déduire l'effet de l'ISS sur les sections d'acier.

3.1.Les numérotation adoptées :

Les numérotations adoptées par le logiciel pour les éléments porteurs :

- ✓ Les poteaux :

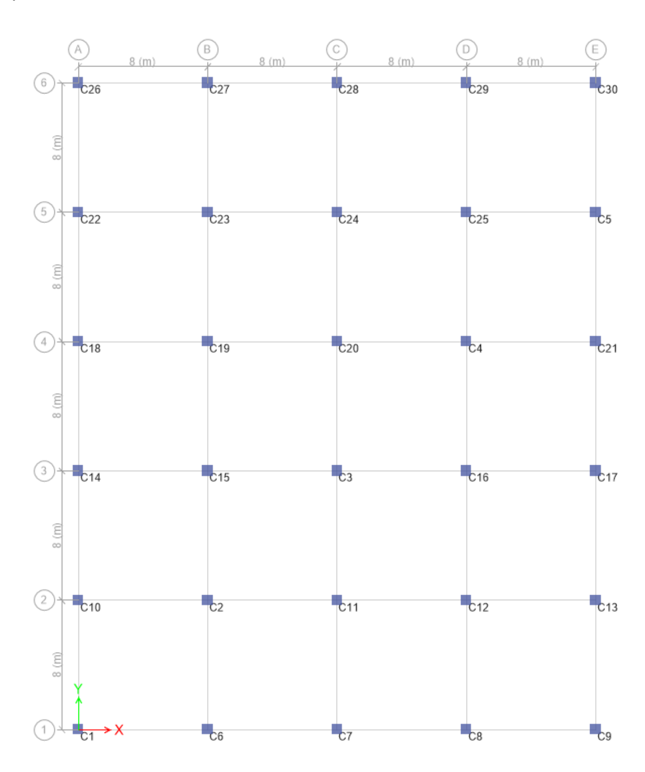


Figure 76 : Numérotation des poteaux

- ✓ Les poutres :

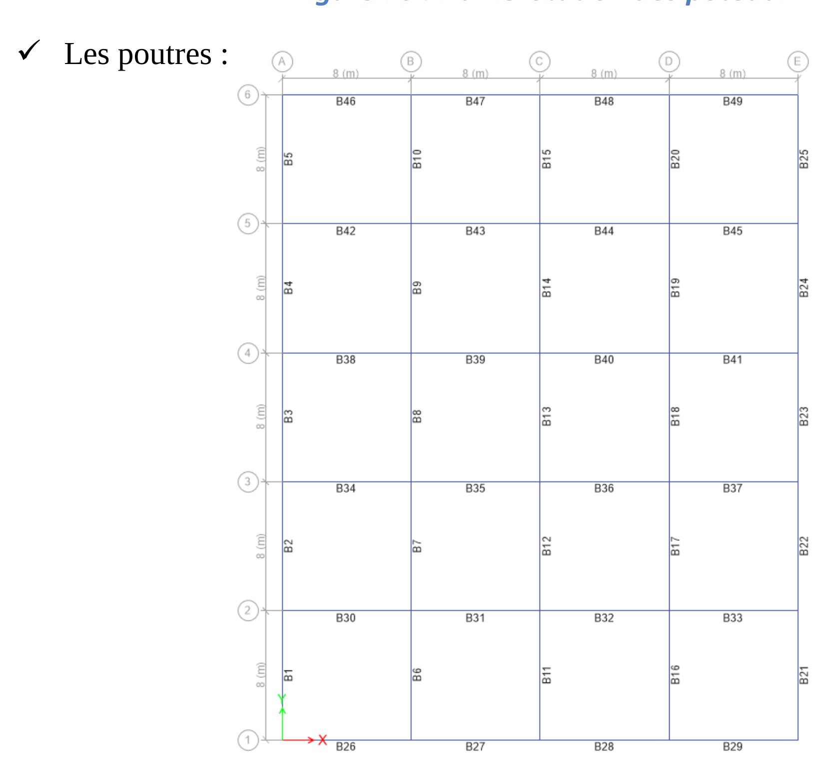


Figure 77: Numérotation des poutres

➢ Les résultats de dimensionnement obtenus sont rassemblés dans l'annexe 1 et 2.

3.2.Le poids d'acier obtenu :

On va s'intéresser seulement sur la variation de la section d'acier tout en fixant la section du béton.

3.2.1. Les poteaux :

Le poids d'acier obtenu pour les poteaux pour les deux cas avec et sans ISS :

	As (sans ISS) (cm2)	As (avec ISS) (cm2)	Hauteur (m)	Poids d'acier (sans ISS) (kg)	Poids d'acier (avec ISS)(kg)
Etage7	602,4	642	3	1418,652	1511,91
Etage6	883,6	875,2	3	2080,878	2061,096
Etage5	1275,2	1216,8	3	3003,096	2865,564
Etage4	925,6	964,8	3	2179,788	2272,104
Etage3	1115,2	1061,2	3	2626,296	2499,126
Etage2	656,8	689,6	3	1546,764	1624,008
Etage1	868,4	880,8	3	2045,082	2074,284
Base	854,4	582,4	5	3353,52	2285,92
				18254,076	**17194,012**

Tableau 70: Le poids d'acier pour les poteaux obtenu pour les deux cas

3.2.2. Les poutres :

Le poids d'acier obtenu pour les poutres pour les deux cas avec et sans ISS :

	As (sans ISS) (cm2)	As (avec ISS) (cm2)	Hauteur (m)	Poids d'acier (sans ISS) (kg)	Poids d'acier (avec ISS)(kg)
Etage7	225,8	267,4	8	1418,024	1679,272
Etage6	218	251,3	8	1369,04	1578,164
Etage5	207,6	246,6	8	1303,728	1548,648
Etage4	209,3	234,2	8	1314,404	1470,776
Etage3	201,1	222,8	8	1262,908	1399,184
Etage2	193,2	209,7	8	1213,296	1316,916
Etage1	187	199,2	8	1174,36	1250,976
Base	192,2	209,5	8	1207,016	1315,66
				10262,776	**11559,596**

Tableau 71: Le poids d'acier pour les poutres pour les deux cas

Discussion :

On constate qu'il y a une diminution de volume d'acier dans les poteaux et une augmentation dans les poutres si on prend en compte l'interaction sol-structure.

On peut bien visualiser la répartition des sections d'acier d'une manière détaillée dans les annexes : il y a une augmentation de la section d'acier pour les poutres et les poteaux centraux, et une diminution de celle-ci pour les autres poteaux, on peut justifier cela par le fait que le système d'appui a changé et par conséquent la répartition globale et locale va être changée.

☑ Quantité d'acier totale :

- Poids volumique acier=7850kg/m^3
- Prix du kg d'acier=12Dhs

	Site mou			
	Avec ISS		Sans ISS	
	Poteaux	Poutres	Poteaux	Poutres
Quantité d'acier (m3)	2,19032	1,47256	2,32536	1,30736
Quantité d'acier (Kg)	17194,012	11559,596	18254,076	10262,776
Prix Dhs	206328,144	138715,152	219048,912	123153,312
	345043,296		**342202,224**	

Tableau 72: Comparaison des prix d'acier obtenus pour les deux cas

- Il n'y a pas une différence notable pour les deux cas en termes de prix.

L'Eurocode 8-5 impose l'étude des effets de l'interaction dynamique sol-structure dans les cas suivants:

- Structures pour lesquelles les effets du P-δ (2e ordre) jouent un rôle significatif, ce qui est le cas pour les structures élancées, pour lesquelles l'excentrement du poids des masses par rapport à l'axe verticale induit un moment fléchissant supplémentaire.
- Structures avec fondations massives ou profondes, comme les piles de ponts, les silos ou tout ouvrage industriel équivalent.
- Structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées.
- Structures supportées par des sols très mous, sol de classe S1 avec des vitesses des ondes de cisaillement de $V_{s,max}$<100 m/s.

Pour les structures pour lesquelles la prise en compte de l'ISS n'est pas imposée par l'EC 8-5, la prise en compte de l'ISS permet en général une réduction des sollicitations par une dissipation au niveau du sol.

On peut classer notre structure dans la catégorie des ouvrages supportés par des sols très mous. Dans ce cas l'effet de l'ISS sera défavorable :

On remarque globalement qu'il y a une augmentation des sections de l'acier, et par conséquent, la non prise en compte de l'ISS conduit à une sous-estimation des valeurs de la section d'acier et donc à un sous-dimensionnement de notre ouvrage. Ainsi, la répartition des efforts dans les membrures va être différente en raison du changement de système d'appui ce qui va affecter sur la sécurité du bâtiment.

Conclusion et recommandation

L'effet de l'action du sol sur le comportement de la structure lors d'un séisme joue un rôle primordial et ne peut être négligé ni dissocié du calcul de la réaction totale de la construction face à un séisme. L'hypothèse de l'encastrement parfait de la structure dans le sol n'est vérifiée que lorsque le sol comporte une grande rigidité et la réponse dans ce cas ne que du chargement extérieur statique ou dynamique. Ainsi, L'objet de notre présent travail a consisté sur la compréhension des aspects les plus importants de l'ISS en considérant une étude générale sur des portiques plans implantés sur des différents sites. En effet, L'étude de l'influence de l'interaction sol structure sur les paramètres définissant la réponse sismique a montré que celle-ci peut allonger d'une manière significative les périodes et les déplacements avec la flexibilité du sol et de réduire les efforts tranchants à la base.
Ensuite, pour la modélisation de l'effet de l'ISS pour les fondations profondes, nous avons utilisé la méthode définie par l'annexe C5 du fascicule 62 titre V et la méthode de l'EUROCODE 8-5 pour évaluer la rigidité du pieu. La méthode de l'EUROCODE 8-5 est approximative en raison qu'elle se base sur trois modèles et elle ne prend pas en considération les différentes couches au contraire de la méthode du fascicule 62 qui prend en compte chaque couche de sol avec leurs propres caractéristiques.
Enfin, une structure tridimensionnelle a été considérée afin de bien visualiser l'effet de l'interaction sol structure sur un ouvrage réel reposant sur un sol de mauvaise résistance (sol mou). A partir des résultats trouvés, la non prise en compte de l'ISS conduit à un sous-dimensionnement de la structure ce qui va affecter la sécurité de l'ouvrage. Donc, à partir des conclusions ci-dessus et des résultats obtenus, il apparait que la non prise de l'ISS conduit à des erreurs importantes qui pourraient conduire à une ruine ou à une dégradation importante de la structure concernée.

A partir des résultats obtenus, il apparait que la non prise de l'ISS conduit à des erreurs importantes qui pourraient conduire à une ruine ou à une dégradation importante de la structure concernée, de ce fait il est recommandé de tenir compte de l'ISS pour les structures reposant sur des sols de mauvaises résistances. Il est recommandé également que l'interaction sol structure ne doit pas être négligée car elle est liée au type de sol et de la structure. Il est donc important de mener une étude de sol détaillée afin de pouvoir donner un jugement correct sur les caractéristiques exactes du sol et donc sur le type de site de calcul à considérer. De plus, le fait de tenir compte L'ISS est plus sécuritaire et n'a pas un effet sur le budget du projet.

Et finalement, ce travail n'est que le début vers d'autres études plus approfondies. Il serait très fructueux d'introduire d'autres complexités en tenant en compte par exemple la plasticité du sol qui affecte d'une manière sensible l'interaction sol-fondation-structure et qui va nous imposé à adopter un comportement non linéaire du sol, et par conséquent, la méthode des éléments finis est indispensable dans l'analyse dynamique de la structure.

Bibliographie

[1]Alain Pecker : "Dynamique des ouvrages", Presses de l'ENPC, Paris, 1986 (258 pages)

[2] Davidovici :'' Génie parasismique''. Presses de l'ENPC, Paris, 1985.

[3] Davidovici :"Pratique de calcul parasismique / Guide d'application de l'EUROCODE 8". Presses de l'ENPC, Paris, 2015 (243 pages) .

[4]Shamsher Prakash :'' Soil Dynamics''.Professor of civil engineering, University of Missouri-Rolla, USA, 1981 (412 pages).

[5] Règlement de construction parasismique Marocaine RPS 2011 (110 pages).

[6] Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (fasciule 62 titre V) , Paris, 1993 (189 pages).

[7] Khalil loay,Sadek Merwan &Shahrour Isam : "Influence de l'interaction sol structure (ISS) sur la fréquence fondamentale des bâtiments'', thèse de doctorat à l'université de Lille, 2009 (170 pages).

[8] HASROURI SAMAH : '' Influence des systèmes d'isolation parasismique et de l'interaction sol structure sur le potentiel de liquéfaction des sols de fondation" , Mémoire de magister, Algérie, 2010 (191 pages)

[9] MILOUDI Mohammed, RAMDANI Fatima Zahra : ''Etude dynamique non linéaire de l'interaction sol structure" , Mémoire de magister, Algérie, 2014 (94 pages)

[10] TAMAHLOULT MOHAMMED : "Influence de l'interaction sol structure sur la réponse dynamique des bâtiments'' , Mémoire de magister, Algérie, 2011 (91 pages)

[11] SADEK MARWAN : "Problèmes d'Interaction Sol Structure sous chargements statique et dynamique'' Thèse à UNIVERSITE LILLE1 - SCIENCES ET TECHNOLOGIES Laboratoire Génie Civil et géo-Environnement - Lille Nord de France ,2012 (233 pages)

[12] BUCHI Eric : ''Interaction Sol-Structure : calcul des impédances et effets sur les fondations ", PFE à l'INSA de Strasbourg , 2013 (82 pages).

[13] Alexandre WURRY: '' Etude sismique d'un bâtiment en béton armé à Huningue", Mémoire de PFE à l'INSA de Strasbourg, 2008 (90 pages).

[14] Xiangwei ZHANG : '' Modélisation physique et numérique des interactions solstructure sous sollicitations dynamiques transverses '' Thèse de doctorat à l'université de Grenoble ,2012 (177pages) .

[15] SETRA, Guide méthodologique Ponts en zone sismique- conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 (provisoire), Février 2012.

[16] EUROCODE 8 norme française partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques, 2005.

[17] Règlement parasismique française PS92.

[18] G .Deleuze, 1967 " Réponse à un mouvement sismique d'un édifice posé sur un sol élastique". Annales de l'ITBTP n° é234, PARIS.

[19] Newmark NM, Rosenblueth E Fundamentals of earthquake engineering. PrenticeHall : Englewood Cliffs, Nj, 1971

Annexes

Annexe 1 : Dimensionnement des poteaux

Sans ISS :

		N(KN)	M_y(KN.m)	M_x(KN.m)	M_{max}	A_{S1}(cm^2)	A_{S2}(cm^2)	A_S(totale)(cm^2)
Etage 7	C1-C9-C26-C30	198,2367	155,4203	171,9604	171,9604	11,1	11,1	22,2
	C2-C12-C23-C25	772,9259	134,5086	162,9074	162,9074	6	6	12
	C3-C20	753,1578	128,6269	119,3244	128,6269	2,8	2,8	5,6
	C6-C8-C27-C29	402,7418	203,942	177,5609	203,942	12	12	24
	C7-C28	390,2984	207,1168	185,7421	207,1168	12,3	12,3	24,6
	C10-C13-C22-C5	388,3032	126,2675	234,6001	234,6001	14,6	14,6	29,2
	C11-C24	768,4428	134,5173	117,8794	134,5173	3,7	3,7	7,4
	C14-C17-C18-C21	372,0314	124,6813	245,4557	245,4557	15,6	15,6	31,2
	C15-C16-C19-C4	761,0722	128,2893	169,856	169,856	6,6	6,6	13,2
Etage 6	C1-C9-C26-C30	446,5739	223,3941	221,5857	223,3941	13,2	13,2	26,4
	C2-C12-C23-C25	1515,042	225,1341	234,6586	234,6586	14,6	14,6	29,2
	C3-C20	1509,987	217,1193	190,5827	217,1193	12,9	12,9	25,8
	C6-C8-C27-C29	845,5087	271,4685	211,8511	271,4685	14,5	14,5	29
	C7-C28	833,7674	274,2128	183,5735	274,2128	14,7	14,7	29,4
	C10-C13-C22-C5	786,7941	216,4862	283,5396	283,5396	15,7	15,7	31,4
	C11-C24	1527,419	225,1405	189,1388	225,1405	13,7	13,7	27,4
	C14-C17-C18-C21	757,6447	211,7732	293,9389	293,9389	16,7	16,7	33,4
	C15-C16-C19-C4	1503,516	216,8305	241,5603	241,5603	15,1	15,1	30,2
Etage 5	C1-C9-C26-C30	715,0422	272,4336	253,6499	272,4336	16,7	16,7	33,4
	C2-C12-C23-C25	2284,179	286,6608	281,3217	286,6608	24,8	24,8	49,6
	C3-C20	2254,78	278,8823	240,998	278,8823	23,9	23,9	47,8
	C6-C8-C27-C29	1314,01	314,1012	258,8576	314,1012	20,2	20,2	40,4
	C7-C28	1295,013	316,0922	233,1186	316,0922	20,2	20,2	40,4
	C10-C13-C22-C5	1193,317	278,1274	308,4099	308,4099	18,8	18,8	37,6
	C11-C24	2298,781	286,7134	239,6065	286,7134	24,9	24,9	49,8
	C14-C17-C18-C21	1134,099	273,0121	317,4351	317,4351	19,8	19,8	39,6
	C15-C16-C19-C4	2248,416	278,6694	287,9304	287,9304	24,6	24,6	49,2
Etage 4	C1-C9-C26-C30	1012,336	308,0067	331,2434	331,2434	9,5	9,5	19
	C2-C12-C23-C25	3041,432	364,4882	429,233	429,233	20,9	20,9	41,8
	C3-C20	3001,764	346,1777	334,1953	346,1777	14,9	14,9	29,8
	C6-C8-C27-C29	1804,641	397,5071	371,4571	397,5071	12	12	24
	C7-C28	1784,906	400,9492	316,5762	400,9492	12,1	12,1	24,2
	C10-C13-C22-C5	1606,887	342,4662	452,2579	452,2579	14,5	14,5	29
	C11-C24	3064,486	364,7898	330,7454	364,7898	16,6	16,6	33,2
	C14-C17-C18-C21	1525,256	330,2276	471,9505	471,9505	15,4	15,4	30,8
	C15-C16-C19-C4	2987,914	345,7832	445,5902	445,5902	21,6	21,6	43,2

		N(KN)	M_y(KN.m)	M_x(KN*m)	M_{max}	A_{S1}(cm^2)	A_{S2}(cm^2)	A_S(totale)(cm^2)
Etage 3	C1-C9-C26-C30	1324,08	335,0289	334,9755	335,0289	8,2	8,2	16,4
	C2-C12-C23-C25	3791,861	395,4947	437,1602	437,1602	27,1	27,1	54,2
	C3-C20	3744,751	381,3192	356,6278	381,3192	23	23	46
	C6-C8-C27-C29	2307,756	404,4627	384,2126	404,4627	14,7	14,7	29,4
	C7-C28	2289,09	406,3556	334,825	406,3556	14,8	14,8	29,6
	C10-C13-C22-C5	2020,974	375,6774	431,8	431,8	15,1	15,1	30,2
	C11-C24	3823,544	395,7891	353,6086	395,7891	24,6	24,6	49,2
	C14-C17-C18-C21	1920,509	366,0266	447,2962	447,2962	15,6	15,6	31,2
	C15-C16-C19-C4	3722,513	381,081	451,5337	451,5337	27,5	27,5	55
Etage 2	C1-C9-C26-C30	1653,15	344,7105	382,3462	382,3462	4,4	4,4	8,8
	C2-C12-C23-C25	4546,336	464,8321	600,3579	600,3579	20	20	40
	C3-C20	4488,199	444,6621	456,1129	456,1129	11,6	11,6	23,2
	C6-C8-C27-C29	2828,211	456,0084	495,2319	495,2319	5,9	5,9	11,8
	C7-C28	2809,931	457,8098	408,8565	457,8098	4,4	4,4	8,8
	C10-C13-C22-C5	2440,278	426,8793	546,3786	546,3786	7,7	7,7	15,4
	C11-C24	4582,592	465,3793	450,5667	465,3793	12,8	12,8	25,6
	C14-C17-C18-C21	2323,987	413,8336	571,7113	571,7113	8,9	8,9	17,8
	C15-C16-C19-C4	4461,134	444,3722	626,7321	626,7321	20,8	20,8	41,6
Etage 1	C1-C9-C26-C30	1991,278	324,7119	412,0181	412,0181	4,4	4,4	8,8
	C2-C12-C23-C25	5300,856	490,5543	616,1186	616,1186	26,5	26,5	53
	C3-C20	5228,588	471,2586	473,0073	473,0073	18,4	18,4	36,8
	C6-C8-C27-C29	3359,405	435,0281	533,169	533,169	9,5	9,5	19
	C7-C28	3340,704	434,9601	445,0771	445,0771	4,5	4,5	9
	C10-C13-C22-C5	2857,378	453,9948	560,3528	560,3528	9,3	9,3	18,6
	C11-C24	5338,237	490,6991	467,5137	490,6991	20,2	20,2	40,4
	C14-C17-C18-C21	2728,116	435,319	585,8705	585,8705	10,2	10,2	20,4
	C15-C16-C19-C4	5199,959	471,1839	642,6711	642,6711	27,1	27,1	54,2
Base	C1-C9-C26-C30	2381,614	821,7431	310,4315	821,7431	10,3	10,3	20,6
	C2-C12-C23-C25	6127,696	901,816	869,9555	901,816	21,5	21,5	43
	C3-C20	5985,54	890,1576	852,7636	890,1576	20,1	20,1	40,2
	C6-C8-C27-C29	3952,065	867,7498	575,9217	867,7498	9,9	9,9	19,8
	C7-C28	3922,121	867,4837	570,3846	867,4837	9,9	9,9	19,8
	C10-C13-C22-C5	3310,294	885,0745	577,2334	885,0745	9,7	9,7	19,4
	C11-C24	6145,16	901,9418	852,141	901,9418	21,6	21,6	43,2
	C14-C17-C18-C21	3146,498	874,339	578,8016	874,339	9,6	9,6	19,2
	C15-C16-C19-C4	5976,658	890,1324	873,0791	890,1324	20	20	40

Avec ISS :

		N(KN)	M_y(KN.m)	M_x(KN*m)	M_{max}	A_{S1}(cm^2)	A_{S2}(cm^2)	A_S(totale)(cm^2)
Etage 7	C1-C9-C26-C30	218,312	169,012	171,9604	171,9604	11	11	22
	C2-C12-C23-C25	752,8822	161,4297	162,9074	162,9074	6	6	12
	C3-C20	730,9827	135,8459	119,3244	135,8459	4	4	8
	C6-C8-C27-C29	406,5159	230,9789	177,5609	230,9789	14,1	14,1	28,2
	C7-C28	400,031	240,2954	185,7421	240,2954	15	15	30
	C10-C13-C22-C5	417,2151	176,2479	234,6001	234,6001	14,3	14,3	28,6
	C11-C24	752,5296	167,1197	117,8794	167,1197	6,5	6,5	13
	C14-C17-C18-C21	394,6122	185,8996	245,4557	245,4557	15,4	15,4	30,8
	C15-C16-C19-C4	732,0838	134,0489	169,856	169,856	6,7	6,7	13,4
Etage 6	C1-C9-C26-C30	485,4639	219,1287	221,5857	221,5857	12,7	12,7	25,4
	C2-C12-C23-C25	1451,341	234,3792	234,6586	234,6586	14,1	14,1	28,2
	C3-C20	1455,951	209,0316	190,5827	209,0316	11,8	11,8	23,6
	C6-C8-C27-C29	841,7285	280,5325	211,8511	280,5325	15,1	15,1	30,2
	C7-C28	846,4949	289,4199	183,5735	289,4199	15,8	15,8	31,6
	C10-C13-C22-C5	843,7047	211,8666	283,5396	283,5396	15,4	15,4	30,8
	C11-C24	1476,369	240,0203	189,1388	240,0203	14,8	14,8	29,6
	C14-C17-C18-C21	812,745	199,5711	293,9389	293,9389	16,3	16,3	32,6
	C15-C16-C19-C4	1430,82	207,2337	241,5603	241,5603	14,6	14,6	29,2
Etage 5	C1-C9-C26-C30	765,7698	253,5869	253,6499	253,6499	13,4	13,4	26,8
	C2-C12-C23-C25	2156,286	283,3284	281,3217	283,3284	23,5	23,5	47
	C3-C20	2178,513	261,0033	240,998	261,0033	21,6	21,6	43,2
	C6-C8-C27-C29	1297,874	307,8232	258,8576	307,8232	19,4	19,4	38,8
	C7-C28	1305,934	315,4802	233,1186	315,4802	20,2	20,2	40,4
	C10-C13-C22-C5	1260,462	261,1878	308,4099	308,4099	19,3	19,3	38,6
	C11-C24	2193,944	288,7204	239,6065	288,7204	24,2	24,2	48,4
	C14-C17-C18-C21	1227,221	250,7235	317,4351	317,4351	19,8	19,8	39,6
	C15-C16-C19-C4	2140,597	259,2763	287,9304	287,9304	23,7	23,7	47,4
Etage 4	C1-C9-C26-C30	1091,064	325,3756	331,2434	331,2434	9	9	18
	C2-C12-C23-C25	2830,365	427,7392	429,233	429,233	19,5	19,5	39
	C3-C20	2893,176	376,7003	334,1953	376,7003	16,2	16,2	32,4
	C6-C8-C27-C29	1779,104	445,0039	371,4571	445,0039	14,7	14,7	29,4
	C7-C28	1800,444	461,6163	316,5762	461,6163	15,8	15,8	31,6
	C10-C13-C22-C5	1699,895	370,8989	452,2579	452,2579	14,8	14,8	29,6
	C11-C24	2892,26	441,0867	330,7454	441,0867	20,6	20,6	41,2
	C14-C17-C18-C21	1672,67	348,3977	471,9505	471,9505	15,8	15,8	31,6
	C15-C16-C19-C4	2828,351	372,4335	445,5902	445,5902	20,5	20,5	41

		N(KN)	M_y(KN.m)	M_x(KN*m)	M_{max}	A_{S1}(cm^2)	A_{S2}(cm^2)	A_S(totale)(cm^2)
Etage 3	C1-C9-C26-C30	1441,847	332,9315	334,9755	334,9755	7,7	7,7	15,4
	C2-C12-C23-C25	3484,368	438,5984	437,1602	438,5984	17,9	17,9	35,8
	C3-C20	3594,678	397,4001	356,6278	397,4001	22,8	22,8	45,6
	C6-C8-C27-C29	2275,137	428,5246	384,2126	428,5246	16,1	16,1	32,2
	C7-C28	2313,375	441,4482	334,825	441,4482	17,1	17,1	34,2
	C10-C13-C22-C5	2153,002	386,5849	431,8	431,8	15,6	15,6	31,2
	C11-C24	3573,824	450,3439	353,6086	450,3439	26,2	26,2	52,4
	C14-C17-C18-C21	2134,295	369,802	447,2962	447,2962	16,6	16,6	33,2
	C15-C16-C19-C4	3498,481	393,5986	451,5337	451,5337	25,7	25,7	51,4
Etage 2	C1-C9-C26-C30	1824,143	373,5429	382,3462	382,3462	4,4	4,4	8,8
	C2-C12-C23-C25	4131,069	596,3804	600,3579	600,3579	17,2	17,2	34,4
	C3-C20	4281,29	525,3104	456,1129	525,3104	14	14	28
	C6-C8-C27-C29	2792,928	534,8421	495,2319	534,8421	7,8	7,8	15,6
	C7-C28	2848,272	555,7162	408,8565	555,7162	9	9	18
	C10-C13-C22-C5	2633,195	493,1353	546,3786	546,3786	8	8	16
	C11-C24	4246,077	617,9889	450,5667	617,9889	18,8	18,8	37,6
	C14-C17-C18-C21	2618,79	466,4217	571,7113	571,7113	9,2	9,2	18,4
	C15-C16-C19-C4	4155,214	518,2088	626,7321	626,7321	18,7	18,7	37,4
Etage 1	C1-C9-C26-C30	2231,813	399,8397	412,0181	412,0181	4,4	4,4	8,8
	C2-C12-C23-C25	4765,869	613,6526	616,1186	616,1186	22,4	22,4	44,8
	C3-C20	4950,407	546,8046	473,0073	546,8046	19,9	19,9	39,8
	C6-C8-C27-C29	3326,411	547,8251	533,169	547,8251	10,1	10,1	20,2
	C7-C28	3399,933	568,7263	445,0771	568,7263	11,5	11,5	23
	C10-C13-C22-C5	3132,865	532,3043	560,3528	560,3528	10,1	10,1	20,2
	C11-C24	4906,476	635,5063	467,5137	635,5063	24,4	24,4	48,8
	C14-C17-C18-C21	3118,424	507,043	585,8705	585,8705	11,3	11,3	22,6
	C15-C16-C19-C4	4794,195	539,5137	642,6711	642,6711	23,9	23,9	47,8
Base	C1-C9-C26-C30	2667,18	336,3102	310,4315	336,3102	5,2	5,2	10,4
	C2-C12-C23-C25	5462,471	875,757	869,9555	875,757	16,2	16,2	32,4
	C3-C20	5655,997	869,5517	852,7636	869,5517	17	17	34
	C6-C8-C27-C29	3920,096	597,419	575,9217	597,419	5,2	5,2	10,4
	C7-C28	3999,369	598,2484	570,3846	598,2484	5,2	5,2	10,4
	C10-C13-C22-C5	3638,471	597,0757	577,2334	597,0757	5,2	5,2	10,4
	C11-C24	5609,83	877,7347	852,141	877,7347	17	17	34
	C14-C17-C18-C21	3622,392	595,9702	578,8016	595,9702	5,2	5,2	10,4
	C15-C16-C19-C4	5489,102	868,8954	873,0791	873,0791	16,2	16,2	32,4

Annexe 2 : Dimensionnement des poutres

	Elément	Avec ISS		Sans ISS	
		M(KN.m)	As (cm^2)	M(KN.m)	As(cm^2)
Etage 7	B1-B5-B21-B25	159,364	4,3	148,5979	4
	B2-B4-B22-B24	118,0048	3,2	81,7318	3
	B3-B23	108,6518	3	74,6941	3
	B6-B10-B16-B20	250,3576	6,9	238,478	6,5
	B7-B9-B17-B19	179,9184	4,9	142,5164	3,9
	B8-B18	161,5862	4,4	127,5289	3,4
	B11-B15	251,0413	6,9	241,3145	6,7
	B12-B14	182,4652	5	141,7289	3,9
	B13	162,6228	4,4	125,6568	3,4
	B26-B29-B46-B49	192,4568	5,2	167,0788	4,6
	B27-B28-B47-B48	149,0751	4	85,6236	3
	B30-B33-B42-B45	280,225	7,7	255,7128	7,1
	B31-B32-B43-B44	215,8898	5,9	146,3977	4
	B34-B37-B38-B41	286,0654	7,9	258,39	7,1
	B35-B36-B39-B40	221,2277	6,1	144,6305	3,9
Etage 6	B1-B5-B21-B25	136,2147	3,7	132,9579	3,6
	B2-B4-B22-B24	118,5402	3,2	83,7648	3
	B3-B23	104,7835	3	73,4372	3
	B6-B10-B16-B20	220,7805	6	216,5441	5,9
	B7-B9-B17-B19	179,0616	4,9	144,1233	3,9
	B8-B18	156,4002	4,2	126,1816	3,4
	B11-B15	222,7009	6,1	219,7688	6
	B12-B14	184,0246	5	144,7071	3,9
	B13	159,6092	4,3	125,5402	3,4
	B26-B29-B46-B49	179,336	4,9	166,6476	4,5
	B27-B28-B47-B48	143,8151	3,9	84,0334	3
	B30-B33-B42-B45	259,9629	7,1	248,3656	6,9
	B31-B32-B43-B44	210,15	5,7	143,9112	3,9
	B34-B37-B38-B41	266,2058	7,3	251,3935	6,9
	B35-B36-B39-B40	217,4909	5,9	143,8939	3,9
Etage 5	B1-B5-B21-B25	138,2562	3,7	134,5382	3,7
	B2-B4-B22-B24	116,517	3,1	81,5309	3
	B3-B23	105,788	3	74,488	3
	B6-B10-B16-B20	222,3271	6,1	218,5306	6

	B7-B9-B17-B19	176,4647	4,8	142,1305	3,9
	B8-B18	158,3007	4,3	129,2766	3,5
	B11-B15	224,0057	6,1	219,3568	6
	B12-B14	180,2635	4,9	140,408	3,8
	B13	160,4884	4,4	126,6698	3,4
	B26-B29-B46-B49	193,854	5,3	181,5647	5
	B27-B28-B47-B48	139,7912	3,8	82,8777	3
	B30-B33-B42-B45	273,4492	7,5	261,8803	6,9
	B31-B32-B43-B44	206,3497	5,6	140,4877	3,8
	B34-B37-B38-B41	212,8082	5,8	139,4003	3,8
	B35-B36-B39-B40	210,2123	5,7	141,3109	3,8
Etage 4	B1-B5-B21-B25	118,9291	3,2	119,2533	3,2
	B2-B4-B22-B24	112,9778	3	80,3598	3
	B3-B23	102,3976	3	74,1555	3
	B6-B10-B16-B20	195,9689	5,3	197,5802	5,4
	B7-B9-B17-B19	171,5332	4,7	140,254	3,8
	B8-B18	154,1305	4,2	129,4582	3,5
	B11-B15	196,9128	5,4	197,8204	5,4
	B12-B14	176,4545	4,8	139,0617	3,8
	B13	157,5542	4,2	127,5599	3,5
	B26-B29-B46-B49	169,0123	4,6	161,9957	4,4
	B27-B28-B47-B48	134,5022	3,6	81,0334	3
	B30-B33-B42-B45	243,5992	6,5	238,8274	6,6
	B31-B32-B43-B44	199,7742	5,4	137,9821	3,8
	B34-B37-B38-B41	248,6337	6,8	240,3529	6,6
	B35-B36-B39-B40	207,1898	5,7	137,6939	3,8
Etage 3	B1-B5-B21-B25	108,1041	3	110,3343	3
	B2-B4-B22-B24	109,2506	3	79,0038	3
	B3-B23	100,0877	3	74,4955	3
	B6-B10-B16-B20	180,2999	4,9	184,9637	5
	B7-B9-B17-B19	167,1666	4,5	138,3769	3,8
	B8-B18	151,8387	4,1	130,1253	3,6
	B11-B15	180,3662	4,9	184,4524	5
	B12-B14	172,0044	4,7	137,1096	3,8
	B13	155,3015	4,2	128,3231	3,5
	B26-B29-B46-B49	153,8021	4,2	149,5705	4,1
	B27-B28-B47-B48	129,4027	3,5	79,797	3
	B30-B33-B42-B45	224,808	6,1	224,0703	6,2

	B31-B32-B43-B44	193,7776	5,3	136,4101	3,7
	B34-B37-B38-B41	229,4032	6,3	225,0936	6,2
	B35-B36-B39-B40	201,473	5,5	136,3335	3,7
Etage 2	B1-B5-B21-B25	99,0532	3	102,0574	3
	B2-B4-B22-B24	103,7521	3	77,7395	3
	B3-B23	97,1458	3	75,1414	3
	B6-B10-B16-B20	166,5384	4,5	172,9468	4,7
	B7-B9-B17-B19	161,3645	4,4	135,9522	3,7
	B8-B18	149,622	4	130,9995	3,6
	B11-B15	165,072	4,5	171,5699	4,7
	B12-B14	164,9323	4,5	134,3224	3,7
	B13	152,0447	4,1	129,0497	3,6
	B26-B29-B46-B49	136,9935	3,7	134,5785	3,7
	B27-B28-B47-B48	122,4157	3,3	77,7964	3
	B30-B33-B42-B45	204,395	5,6	206,9791	5,7
	B31-B32-B43-B44	185,6033	5	134,4914	3,7
	B34-B37-B38-B41	208,31	5,6	207,2667	5,7
	B35-B36-B39-B40	193,0559	5,3	134,2536	3,7
Etage 1	B1-B5-B21-B25	90,9342	3	95,8873	3
	B2-B4-B22-B24	99,2488	3	77,1414	3
	B3-B23	94,1195	3	75,4869	3
	B6-B10-B16-B20	154,3905	4,2	163,9239	4,5
	B7-B9-B17-B19	156,89	4,2	134,5145	3,7
	B8-B18	147,1815	4	131,4251	3,6
	B11-B15	151,73	4,1	162,0119	4,4
	B12-B14	159,3867	4,3	132,6196	3,7
	B13	148,7009	4	129,3276	3,6
	B26-B29-B46-B49	122,1053	3,3	121,5264	3,3
	B27-B28-B47-B48	116,353	3,1	76,9047	3
	B30-B33-B42-B45	186,0719	5,1	192,7786	5,3
	B31-B32-B43-B44	178,6814	4,9	134,1005	3,7
	B34-B37-B38-B41	189,5052	5,2	192,5122	5,3
	B35-B36-B39-B40	186,0282	5,1	133,6353	3,7
Base	B1-B5-B21-B25	100,9019	3	98,5147	3
	B2-B4-B22-B24	100,801	3	75,1277	3
	B3-B23	96,7099	3	76,152	3
	B6-B10-B16-B20	167,4615	4,5	168,8239	4,6
	B7-B9-B17-B19	158,0361	4,3	133,6463	3,7

	B8-B18	150,8444	4,1	134,8308	3,7
	B11-B15	164,636	4,5	163,9034	4,6
	B12-B14	159,7422	4,3	128,4577	3,6
	B13	151,5699	4,1	129,7432	3,6
	B26-B29-B46-B49	140,7336	3,8	136,2065	3,7
	B27-B28-B47-B48	119,6897	3,2	76,6031	3
	B30-B33-B42-B45	209,7907	5,7	208,5302	5,7
	B31-B32-B43-B44	182,5581	5	132,4127	3,7
	B34-B37-B38-B41	212,4826	5,8	206,9823	5,7
	B35-B36-B39-B40	188,3169	5,1	130,3862	3,6